

**UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA
SEDE QUITO**

**CARRERA:
INGENIERÍA CIVIL**

Trabajo de titulación previo a la obtención del título de:

INGENIERO E INGENIERA CIVIL

**Tema:
DISEÑO HIDRÁULICO DE FACTIBILIDAD DE LA MINI CENTRAL
HIDROELÉCTRICA EN LA PARROQUIA SAN JOSÉ DE AYORA – CANTÓN
“CAYAMBE”**

**Autores:
LOACHAMÍN LÁRRAGA OMAR ISRAEL
REINOSO ACURIO SILVANA LISZETH**

**Tutor:
BYRON ANDRÉS HEREDIA HIDALGO**

Quito, diciembre del 2020

CESIÓN DE DERECHOS DE AUTOR

Nosotros: Reinoso Acurio Silvana Lizabeth, con documento de identificación N° 172271613-9 y Loachamín Lárraga Omar Israel con documento de identificación N° 172506092-3, manifestamos nuestra voluntad y cedemos a la Universidad Politécnica Salesiana la titularidad sobre los derechos patrimoniales en virtud de que somos autores del trabajo de titulación intitulado: DISEÑO HIDRÁULICO DE FACTIBILIDAD DE LA MINI CENTRAL HIDROELÉCTRICA EN LA PARROQUIA SAN JOSÉ DE AYORA – CANTÓN “CAYAMBE”, mismo que ha sido desarrollado para optar por el título de Ingeniera e Ingeniero Civil, en la Universidad Politécnica Salesiana, quedando la Universidad facultada para ejercer plenamente los derechos cedidos anteriormente.

En aplicación a lo determinado en la Ley de Propiedad Intelectual, en muestra condición de autores nos reservamos los derechos morales de la obra antes citada. En concordancia, suscribimos este documento en el momento en que hacemos entrega del trabajo final en formato digital en la Biblioteca de la Universidad Politécnica Salesiana.



Reinoso Acurio Silvana Lizabeth
172271613-9



Loachamín Lárraga Omar Israel
172506092-3

Quito, diciembre de 2020

DECLARATORIA DE COAUTORÍA DEL DOCENTE TUTOR

Yo declaro que bajo mi dirección y asesoría fue desarrollado el trabajo de titulación, DISEÑO HIDRÁULICO DE FACTIBILIDAD DE LA MINI CENTRAL HIDROELÉCTRICA EN LA PARROQUIA SAN JOSÉ DE AYORA – CANTÓN “CAYAMBE” realizado por Reinoso Acurio Silvana Lizabeth y Loachamín Lárraga Omar Israel, obteniendo un producto que cumple con todos los requisitos estipulados por la Universidad Politécnica Salesiana, para ser considerados como trabajo final de titulación.

Quito, diciembre de 2020



Ing. Byron Andrés Heredia Hidalgo
1719147066

DEDICATORIA

A mi madre y hermanos

Silvana Reinoso

AGRADECIMIENTOS

El más ferviente agradecimiento a mi madre, digna de toda mi profunda devoción, amor, comprensión y respeto, ha influido en mi vida para ser muy perseverante, y conseguir en esta ocasión la meta de culminar con mis estudios de tercer nivel. A Dios por darme fortaleza suficiente para hacer posible esta aspiración.

Los docentes han sido un pilar de inspiración, apoyo al brindarme sus conocimientos, guiándome en estos años en los cuales hemos compartido muchas experiencias inolvidables.

A mis hermanos que a pesar de la distancia han contribuido de muchas formas, esperando con anhelo el volver a disfrutar de su compañía y nuestros caminos se vuelvan a cruzar.

Silvana Reinoso

TABLA DE CONTENIDO

CAPÍTULO I.....	1
ANTECEDENTES.....	1
1.1. Planteamiento del problema.....	1
1.2. Introducción	2
1.3. Justificación.....	3
1.4. Objetivos	3
1.4.1. Objetivo General	3
1.4.2. Objetivos Específicos	3
1.5. Ubicación	3
1.5.1. Localización general del proyecto.....	3
1.5.2. Localización específica del proyecto.....	5
CAPÍTULO II	6
HIDROLOGÍA.....	6
2.1. Introducción	6
2.2. Cartografía.....	6
2.3. Delimitación y características de la cuenca del río San José.	7
2.4. Información meteorológica	9
2.5. Información hidrológica.....	11
2.5.1. Análisis de información existente	11

2.6.	Estudio de caudales de aprovechamiento.....	13
2.6.1.	Curva de duración general de caudales	13
2.6.2.	Estimación de caudales del río San José.	13
2.6.2.1.	Método de relación por áreas	14
2.6.3.	Construcción de la curva de duración general.....	15
2.7.	Estudio de caudales máximos	18
2.7.1.	Análisis del método estadístico	18
2.7.2.	Distribución log Gumbel	20
2.7.3.	Transferencia hidrológica.....	20
2.8.	Caudal ecológico	21
2.9.	Concesiones de la cuenca San José	22
2.10.	Caudales para el diseño de las obras hidráulicas	23
CAPÍTULO III.....		25
ESTUDIOS TOPOGRÁFICOS		25
3.1.	Antecedentes	25
3.2.	Sistema de coordenadas	25
3.3.	Ubicación del proyecto.....	25
3.4.	Procedimiento.....	25
CAPÍTULO IV		27
ESTUDIO DE SUELOS		27

4.1. Introducción	27
4.2. Trabajos de campo	27
4.3. Trabajos de laboratorio.....	28
4.3.1. Descripción manual visual de los materiales.....	28
4.3.2. Granulometría.....	30
4.3.3. Peso específico	31
4.4. Ensayo de penetración estándar (SPT).....	31
4.4.1. Ángulo de fricción del suelo y densidad relativa	32
4.4.2. Esfuerzo admisible	34
4.4.5. Asentamiento máximo estimado	35
4.5. Nivel freático.....	36
4.6. Resumen de resultados	36
CAPÍTULO V	37
DISEÑO DE LOS COMPONENTES HIDRÁULICOS DE LA MINI CENTRAL HIDROELÉCTRICA EN SAN JOSÉ DE AYORA.....	37
5.1. Introducción	37
5.2. Parámetros para el diseño de las obras civiles	42
5.2.1. Coeficiente de rugosidad de Manning para el sitio de captación en el río San José	42
5.3. Obras de Derivación.....	45

5.3.1. Perfil hidrodinámico USBR	45
5.3.1.1. Consideraciones de diseño para el perfil hidrodinámico USBR	45
5.3.1.2. Dimensionamiento del perfil hidrodinámico USBR	52
5.3.2. Rejilla de entrada.....	65
5.3.2.1. Consideraciones de diseño para la rejilla de fondo	65
5.3.2.2. Dimensionamiento de la rejilla de fondo	67
5.3.3. Galería de captación	74
5.3.3.1. Consideraciones de diseño para la galería de captación.....	74
5.3.3.2. Dimensionamiento de la galería de captación	76
5.3.4. Desripiador	80
5.3.4.1. Consideraciones de diseño para el desripiador.....	80
5.3.4.2. Dimensionamiento del desripiador.....	83
5.4. Obras de Conducción	95
5.4.1. Canal de conducción	95
5.4.1.1. Condiciones de diseño para el canal de conducción	95
5.4.1.2. Dimensionamiento del canal rectangular	101
5.4.1.3. Dimensionamiento de un canal trapezoidal.....	104
5.4.1.4. Evaluación de alternativas	107
5.4.2. Tubería a presión	108
5.4.2.1. Consideraciones de diseño de la tubería a presión	109

5.4.2.2. Dimensionamiento de la tubería a presión	115
5.5. Obras de Protección	130
5.5.1. Pozo de disipación.....	130
5.5.1.1. Consideraciones de diseño del pozo de disipación.....	130
5.5.1.2. Dimensionamiento del pozo de disipación.....	135
5.5.2. Enrocado.....	141
5.5.2.1. Consideraciones de diseño para el enrocado	141
5.5.2.2. Dimensionamiento del enrocado	143
5.5.3. Desarenador	146
5.5.3.1. Consideraciones de diseño del desarenador	146
5.5.3.2. Dimensionamiento del desarenador	150
5.5.4. Tanque de presión	160
5.5.4.1. Consideraciones de diseño del tanque de presión	160
5.5.4.2. Dimensionamiento del tanque de presión.....	165
CAPÍTULO VI.....	176
ANÁLISIS FINANCIERO	176
6.1. Presupuesto.....	176
6.2. Gastos de operación y mantenimiento	177
6.3. Ingreso por venta de energía	178
6.3.1. Análisis hidráulico de la potencia y energía generada	179

6.4. Fujo de caja	180
6.4.1. Indicadores económicos	181
6.4.1.1. Valor actual neto (VAN)	181
6.4.1.2. Tasa interna de retorno	181
6.4.1.3. Beneficio - Costo	181
6.4.1.4. Tiempo de recuperación de la inversión.....	181
CONCLUSIONES	183
RECOMENDACIONES	185
REFERENCIAS	186
ANEXOS	189

LISTA DE TABLAS

Tabla 1 Ubicación en coordenadas UTM -Datum WGPS-84 del proyecto.	5
Tabla 2 Características físicas y topográficas de la cuenca del río San José	9
Tabla 3 Estaciones meteorológicas cercanas y en la cuenca del río San José	10
Tabla 4 Estaciones hidrológicas cercanas y en la cuenca del río San José	11
Tabla 5 Estaciones con nivel de información.....	12
Tabla 6 Estaciones hidrológicas válidas para el análisis.....	12
Tabla 7 Caudal al 80% de la cuenca del río San José en Ayora	18
Tabla 8 Resumen estadístico de las diferentes distribuciones	19
Tabla 9 Caudales generados mediante distribuciones de probabilidad y transferencia de caudales	21
Tabla 10 Caudal ecológico del río San José en Ayora.....	22
Tabla 11 Concesiones asociadas a la cuenca del río San José	23
Tabla 12 Caudales de diseño para las diferentes estructuras hidráulicas.....	24
Tabla 13 Ubicación en coordenadas UTM -Datum WGPS-84 del proyecto.	25
Tabla 14 Descripción de las muestras	29
Tabla 15 Resultados del porcentaje acumulado que pasa	30
Tabla 16 Peso específico del suelo.....	31
Tabla 17 Cálculo del valor de N corregido (N60).....	32
Tabla 18 Resultados de los valores del ensayo SPT	32
Tabla 19 Valores de densidad relativa en función de N del SPT.....	33
Tabla 20 Ángulo de fricción del suelo	34
Tabla 21 Esfuerzo admisible del suelo.....	35

Tabla 22 Asentamiento máximo estimado	36
Tabla 23 Resumen del estudio	36
Tabla 24 Valores para el cálculo del coeficiente de rugosidad	43
Tabla 25 Rugosidad de Manning en el fondo del cauce	44
Tabla 26 Valores de la relación L_a/P para diferentes materiales en el cauce	51
Tabla 27 Parámetros para el diseño del perfil hidrodinámico USBR	52
Tabla 28 Parámetros para graficar el perfil hidrodinámico USBR	58
Tabla 29 Coordenadas del perfil del vertedero tipo creager	59
Tabla 30 Factores para determinar la curva en la cresta del vertedero	62
Tabla 31 Parámetros para el diseño de la rejilla de fondo	67
Tabla 32 Coeficiente X_{rj} de acuerdo al ángulo de inclinación	70
Tabla 33 Tipos de rejillas y aberturas	72
Tabla 34 Parámetros para el diseño de la galería de captación	76
Tabla 35 Pérdidas por velocidad de flujo y fricción	78
Tabla 36 Coordenadas de la lámina de agua y del fondo de la galería	79
Tabla 37 Parámetros para el dimensionamiento del desripiador.....	84
Tabla 38 Pérdidas producidas por la velocidad y fricción en la cámara del desripiador .	86
Tabla 39 Parámetros para el dimensionamiento del vertedero	88
Tabla 40 Parámetros depara el diseño del canal de limpieza.....	91
Tabla 41 Parámetros para el cálculo del tiempo de vaciado del desripiador	92
Tabla 42 Tiempo de vaciado del desripiador	93
Tabla 43 Límites de velocidad de agua en el canal según el tipo de material revestimiento	97

Tabla 44	Coeficiente de Manning para diferentes tipos de cauce.....	98
Tabla 45	Parámetros para el diseño del canal de conducción	101
Tabla 46	Parámetros del canal rectangular	103
Tabla 47	Parámetros para el diseño del canal trapezoidal de conducción	104
Tabla 48	Resultados del cálculo del canal trapezoidal.....	106
Tabla 49	Costos indirecto.....	112
Tabla 50	Cargos tarifarios en la provincia de Pichincha.....	113
Tabla 51	Propiedades físicas de materiales para tuberías	114
Tabla 52	Parámetros necesarios para el cálculo de la sección óptima	115
Tabla 53	Valores de la rugosidad absoluta.....	116
Tabla 54	Características de la tubería de presión	116
Tabla 55	Pérdidas de carga total	122
Tabla 56	Características de la turbina	123
Tabla 57	Generación y pérdidas anuales de potencia y energía.....	124
Tabla 58	Porcentajes de costos indirectos.....	126
Tabla 59	Parámetros para el cálculo del porcentaje por gasto financiero	127
Tabla 60	Valores anuales por capital inicial y mantenimiento	128
Tabla 61	Curvas para la optimización de sección de la tubería	129
Tabla 62	Parámetros para el diseño del pozo de disipación.....	136
Tabla 63	Parámetros del sitio de captación para el cálculo de la obra de disipación.....	143
Tabla 64	Velocidades de sedimentación	148
Tabla 65	Parámetros generales para el diseño del desarenador	150

Tabla 66 Parámetros generales para cálculo del tiempo de vaciado de la cámara del desarenador	156
Tabla 67 Cálculo del tiempo de vaciado del desarenador	158
Tabla 68 Parámetros generales para el diseño de canal de limpieza.....	159
Tabla 69 Parámetros para el dimensionamiento del tanque de presión	165
Tabla 70 Valores de sumergencia	166
Tabla 71 Parámetros necesarios para la rejilla de entrada al tanque de presión	166
Tabla 72 Separación de los barrotes que dependen del tipo de turbina	167
Tabla 73 Ángulo respecto a la horizontal.....	167
Tabla 74 Parámetros para el dimensionamiento del tanque de presión	170
Tabla 75 Dimensiones del tanque de carga.....	171
Tabla 76 Parámetros utilizados en la ecuación del vertedero	172
Tabla 77 Parámetros utilizados en el dimensionamiento del canal de evacuación	173
Tabla 78 Parámetros del canal de evacuación.....	175
Tabla 79 Alternativas del proyecto	177
Tabla 80 Presupuesto para el proyecto.....	177
Tabla 81 Porcentajes de los gastos de operación y mantenimiento	178
Tabla 82 Gastos para la mini central hidroeléctrica en Ayora	178
Tabla 83 Ingresos por venta de energía.....	179
Tabla 84 Ingresos por venta de energía.....	179
Tabla 85 Potencia generada	180
Tabla 86 Indicadores de viabilidad del proyecto	182

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 Ubicación del proyecto en el mapa físico del Ecuador	4
Figura 2 Ubicación de la mini central hidroeléctrica.....	5
Figura 3 Ubicación de la mini central hidroeléctrica del río San José en Ayora.	7
Figura 4 Cuenca del río San José en Ayora	8
Figura 5 Estaciones meteorológicas e hidrológicas en el área de la cuenca del rio San José.....	10
Figura 6 Variación de caudales medios mensuales de las estaciones H0152 y H0143 ...	15
Figura 7 Curvas de duración general de las estaciones H0152 y H0143	16
Figura 8 Curvas de duración general de las estaciones H0152 y H0143 por años	17
Figura 9 Gráfica de ajustes a las diferentes distribuciones	19
Figura 10 Superficie obtenida en Autodesk Civil 3D	26
Figura 11 Ubicación de los trabajos de campo.	28
Figura 12 Densidad relativa en función del número de golpes N del SPT	33
Figura 13 Obra de toma rústica del proyecto	37
Figura 14 Compuerta en estado de deterioro	38
Figura 15 Canal de conducción de material de lugar.....	39
Figura 16 Tanque de carga.....	40
Figura 17 Desgaste en la infraestructura del tanque	41
Figura 18 Tubería actual de presión.....	42
Figura 19 Fondo del cauce del río San José en Ayora	44
Figura 20 Coeficiente de descarga C_o	47
Figura 21 Coeficiente de descarga C_o en el Sistema Internacional.....	48

Figura 22 Constantes n y k de la ecuación para graficar el perfil creager	49
Figura 23 Constantes para la curvatura en la cresta del vertedero	50
Figura 24 Coeficiente de descarga en el sistema internacional (C_o)	53
Figura 25 Coeficiente de descarga	54
Figura 26 Gráfica de valores n y k para crestas de vertederos con pared vertical	56
Figura 27 Valores de los radios R_1 y R_2 y distancias para la obtención de la curvatura del vertedero.....	57
Figura 28 Perfil hidrodinámico USBR	60
Figura 29 Parámetros en la cresta del vertedero tipo creager	61
Figura 30 Perfil hidrodinámico USBR	62
Figura 31 Presa vertedero con captación de una rejilla de fondo	67
Figura 32 Esquema en planta de la rejilla de captación	71
Figura 33 Esquema de los espacios entre barrotes.....	71
Figura 34 Perfiles de la lámina de agua y el fondo de la galería de captación	79
Figura 35 Esquema de la galería de captación	80
Figura 36 Variación del esfuerzo cortante crítico con el tamaño de sedimentos.....	82
Figura 37 Lámina de agua en el desripiador	87
Figura 38 Geometría del vertedero sumergido	88
Figura 39 Variación del esfuerzo cortante crítico con el tamaño de sedimentos.....	91
Figura 40 Perfil transversal del canal rectangular de conducción	107
Figura 41 Estado actual de la tubería a presión	108
Figura 42 Esquema de la tubería a presión	115
Figura 43 Pérdida a la entrada.....	118

Figura 44 Pérdidas por válvula abierta	118
Figura 45 Pérdidas por la salida del flujo	119
Figura 46 Curva de optimización de la sección	130
Figura 47 Paramentos del resalto hidráulico.....	132
Figura 48 Paramentos de la presa vertedero	133
Figura 49 Esquema de la presa vertedero con su obra de disipación.....	135
Figura 50 Esquema del resalto hidráulico.....	136
Figura 51 Diámetro y peso de la roca	142
Figura 52 Diámetro efectivo y peso de la roca	145
Figura 53 Parámetros hidráulicos	148
Figura 54 Parámetros de la cámara del desarenador.....	152
Figura 55 Esquema de la sección de salida.....	157
Figura 56 Coeficientes C_f aplicables a la fórmula de Kirschmer	162
Figura 57 Parámetros del tanque de carga	170
Figura 58 Dimensiones del tanque de carga	171

RESUMEN

El presente proyecto consta de diferentes obras civiles que permiten captar el caudal de aprovechamiento del río San José en Ayora, cantón Cayambe provincia de Pichincha para satisfacer la demanda energética de los usuarios del sistema en volumen y tiempo.

Para el diseño geométrico de las estructuras es importante realizar el análisis de disponibilidad de caudales, la topografía del sitio y conocer la caracterización del suelo.

Las obras hidráulicas que conforman el proyecto son: una presa vertedero de perfil práctico tipo Creager con sus correspondientes obras de protección, una rejilla de fondo que capta el caudal de aprovechamiento hacia la galería y está ubicada en la cresta de la presa vertedero, a continuación, se diseña el desripiador y un desarenador en donde las partículas sólidas que ingresan a través de los barrotes de la rejilla se decantan impidiendo la obstrucción de las estructuras que se encuentren más adelante, un canal revestido de hormigón que conduce el agua hacia el tanque a presión el cual asegura la carga, para después ingresar a través de una tubería a presión hasta la turbina tipo Francis que se encuentra en la casa de máquinas para finalmente ser devuelto al cauce aguas abajo de la captación.

Posteriormente se realiza un análisis económico el cual permite conocer la viabilidad del proyecto.

PALABRAS CLAVES

Diseño perfil USBR, desarenador, desripiador, canal de conducción, tanque de carga, tubería a presión.

ABSTRACT

The present project contains different civil works that allow to capture the flow of use of the river San José in Ayora, canton of Cayambe Pichincha province to meet the energy demand of system users in volume and time.

For the geometric design of the structures, it is important to carry out the flow availability analysis, the topography of the site and the soil characterization.

The hydraulic works that make up the project are: a landfill dam of practical profile type Creager with their corresponding protection works, a bottom grid that captures the recovery flow to the gallery and is located on the crest of the landfill dam, then, is designed the desripator and a debonder where the solid particles that enter through the bars of the grate decant, preventing the obstruction of the structures ahead, a concrete-lined channel that leads the water to the pressure tank which secures the load, to then enter through a pressure pipe to the Francis-type turbine located in the engine house to finally be returned to the riverbed downstream of the catchment.

Subsequently, an economic analysis is carried out which allows us to know the viability of the project.

KEYWORDS

USBR profile design, sand trap, gravel trap, conduction channel, elevated tank, pressure pipe.

CAPÍTULO I

ANTECEDENTES

1.1. Planteamiento del problema

A través de los años la parroquia San José de Ayora en el cantón Cayambe se ha visto en la necesidad de reactivar la generación hidroeléctrica de la mini central, la cual ha permanecido por muchos años en completo estado de abandono sufriendo con el paso del tiempo problemas de vandalismo y deterioro de los diferentes componentes hidráulicos e hidromecánicos.

Actualmente dentro del proyecto se han identificado los principales problemas donde se puede destacar la notable falta de una adecuada infraestructura en la tubería a presión que transporta el caudal desde el tanque de presión hacia la turbina en el cuarto de máquinas, así como el desgaste de la misma debido a efectos adversos producidos por la naturaleza y a su longevidad. De igual manera, la casa de máquinas ha sufrido daños en su infraestructura al encontrarse a orillas de un río San José que periódicamente presenta fuertes crecidas que acarrear material pétreo, lodo y restos de vegetación. En lo que respecta al canal de conducción, se han presentado derrumbes en taludes y túneles, dificultando así el libre transporte de agua desde la captación al tanque de presión.

Uno de los problemas más significativos de la central es que esta no cuenta con una estructura de captación adecuada, es rústica lo cual disminuye la capacidad de captar el agua principalmente en la época de verano cuando los caudales disminuyen y los cultivos agrícolas requieren mayores cantidades de agua.

Se realiza el análisis y diseño a nivel de factibilidad de las estructuras de captación, conducción y obras de protección, desarrollando y potenciando las gestiones realizadas por el GAD en beneficio de la comunidad. Para solventar esta necesidad es necesario coordinar las actividades,

donde la Universidad Politécnica Salesiana estará a cargo de realizar ensayos in situ para determinar las características del suelo y el diseño de las obras civiles, mientras que por su parte la Junta de Aguas de Ayora aporta con la topografía y organización del personal para ayudar en las visitas al campo. Una vez culminado el documento por la UPS los dirigentes de la junta gestionaran los recursos económicos para que el Gobierno Provincial de Pichincha contribuya con la mano de obra, materiales, accesorios y transporte necesarios para la ejecución del proyecto.

1.2. Introducción

La mini central hidroeléctrica capta las aguas del río San José en Ayora mediante una captación rústica conformada por un muro de roca y transporta por medio de un canal excavado de material de lugar de longitud aproximada 1.5 km, es depositado en un tanque para luego conectarse a una tubería de presión que tiene aproximadamente una longitud de 200 m que conecta hasta la casa de máquinas el material es de hormigón, tiene un diámetro de 500 mm, la mini central se encuentra en un estado total de deterioro y está sin funcionamiento aproximadamente unos 30 años.

Para solucionar los problemas actuales se propone un sistema en la captación mejorando el diseño en el canal de conducción, tanque de carga, y el cambio de tubería a presión hasta llegar a la casa de máquinas.

Cabe recalcar que en el proyecto se encuentran involucrados varios compañeros de diferentes carreras de la Universidad Politécnica Salesiana que continuarán luego de concluir el diseño de la tubería a presión en la casa de máquinas, el estudio se centra en el diseño hidráulico desde la captación y hasta la tubería a presión.

1.3. Justificación

A través del proyecto se espera reactivar la generación hidroeléctrica que en la actualidad se encuentra sin funcionamiento debido a la falta de recursos económicos. Como objetivo principal, se tiene previsto dotar de energía a los proyectos de desarrollo en Ayora, así como también a los moradores de la zona mejorando la calidad de vida y de servicio eléctrico.

1.4. Objetivos

1.4.1. Objetivo General

- Diseñar los componentes hidráulicos y realizar un análisis técnico-económico de la mini central hidroeléctrica, con miras a la reactivación de la generación hidroeléctrica en el sector San José de Ayora.

1.4.2. Objetivos Específicos

- Implantar puntos de georreferenciación in situ con coordenadas UTM, WGS-84.
- Realizar el levantamiento topográfico en toda la distancia correspondiente al canal de conducción y tubería de presión, definiendo las posiciones en X, Y, Z.
- Diseño de las estructuras de captación, conducción, tanque de presión y tubería de presión de la alternativa ya existente, a más de efectuar un análisis hidráulico del comportamiento del canal de conducción y tubería de presión.
- Efectuar un análisis técnico económico de la reactivación de la mini central hidroeléctrica en la parroquia de Ayora.

1.5. Ubicación

1.5.1. Localización general del proyecto

La mini central hidroeléctrica está ubicado en la provincia de Pichincha, en el cantón Cayambe, parroquia rural San José de Ayora, limitado al norte con la parroquia San Joaquín, al

sur la cabecera cantonal Cayambe, al este la parroquia de Paquiestancia, y al oeste con la ciudad de Tabacundo como se puede observar en la Figura 1 y Figura 2.

Figura 1

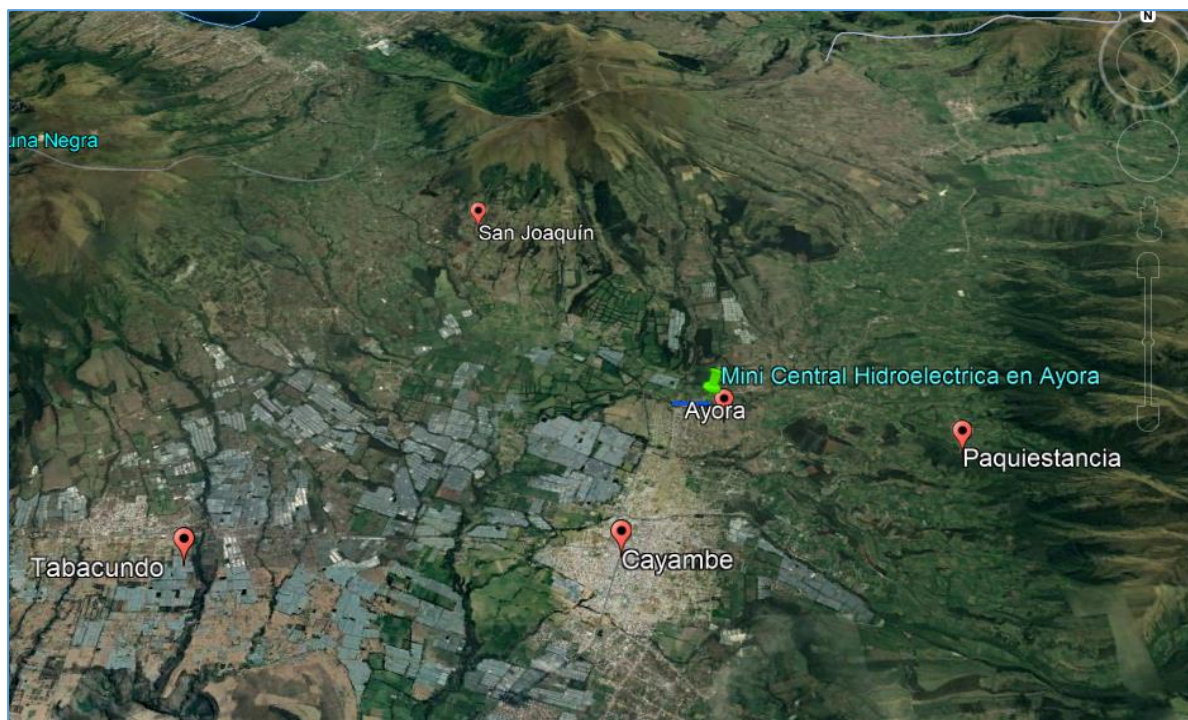
Ubicación del proyecto en el mapa físico del Ecuador



Elaborado por: Los autores a través de Google Earth 2020

Figura 2

Ubicación de la mini central hidroeléctrica



Elaborado por: Los autores a través de Google Earth 2020

1.5.2. Localización específica del proyecto

El proyecto se ubicada en el centro del cantón San José de Ayora cuyo afluente es el río San José, la ubicación geográfica del proyecto se obtuvo mediante la topografía del sitio, las coordenadas se pueden observar en la Tabla 1.

Tabla 1

Ubicación en coordenadas UTM -Datum WGPS-84 del proyecto.

Nombre	Norte (m)	Este (m)	Cota (msnm)
GPS5	7952.929	819663.456	2853.986
GPS4	7949.825	819676.755	2853.701
GPS3	8015.509	819076.916	2849.534
GPS2	8002.680	818936.100	2839.843

Elaborado por: Los autores con GPS Garmin GPSMAP78s

CAPÍTULO II

HIDROLOGÍA

2.1. Introducción

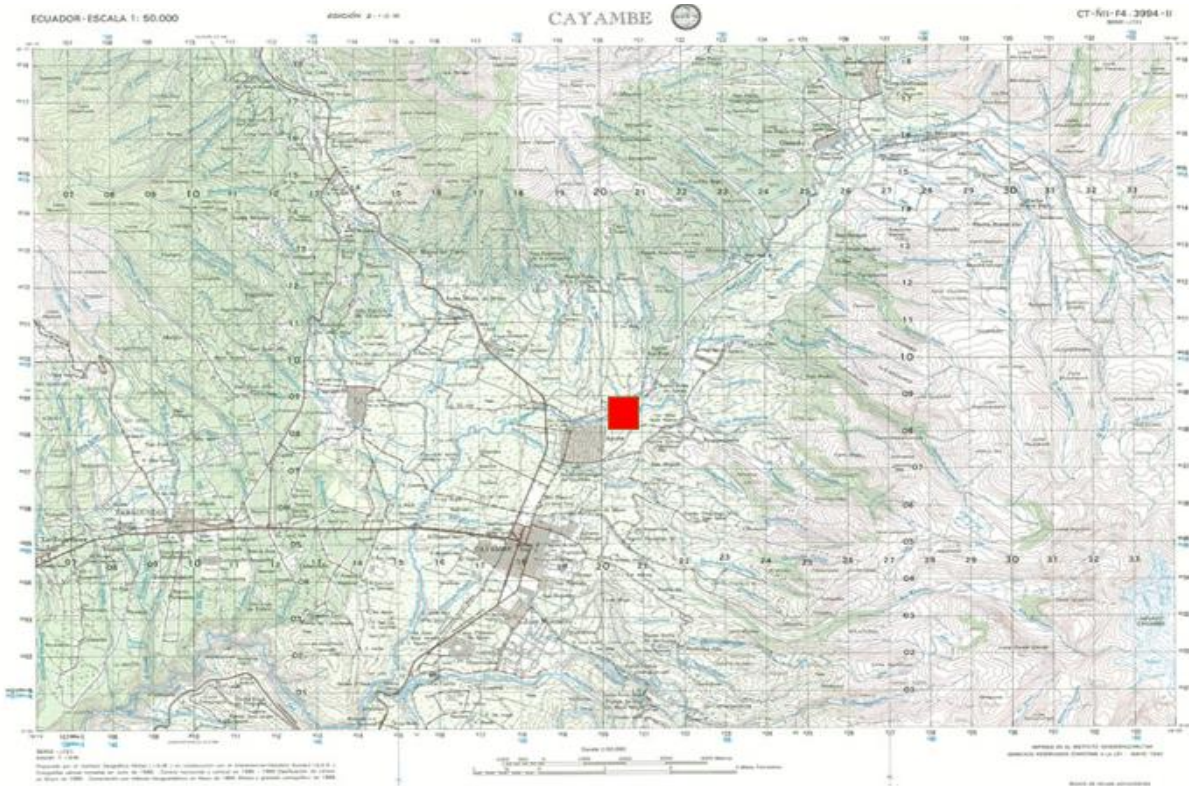
Para el diseño de los diferentes tipos de estructuras hidráulicas de la mini central hidroeléctrica del río San José en Ayora es necesario conocer el caudal de diseño, para lo cual se realiza un análisis de caudales lo que permite conocer su disponibilidad pues aguas arriba del sitio de captación se encuentran diferentes concesiones de agua las cuales captan del río, en el proyecto se debe tener en cuenta el cuidado del caudal ecológico sin afectar el manejo integrado y sostenible de los recursos hídricos.

2.2. Cartografía

El Instituto Geográfico Militar (IGM) cuenta con un extenso sistema de cartografía, el portal es de libre acceso para realizar estudios permite la ubicación de ríos de los cuales se pueden trazar cuencas y subcuencas que delimitan el área de estudio para el análisis de caudales, la carta que corresponde a este estudio es la de Cayambe a una escala 1:50000, con código CTÑII-F4, 3994 – II, ver en la Figura 3.

Figura 3

Ubicación de la mini central hidroeléctrica del río San José en Ayora.



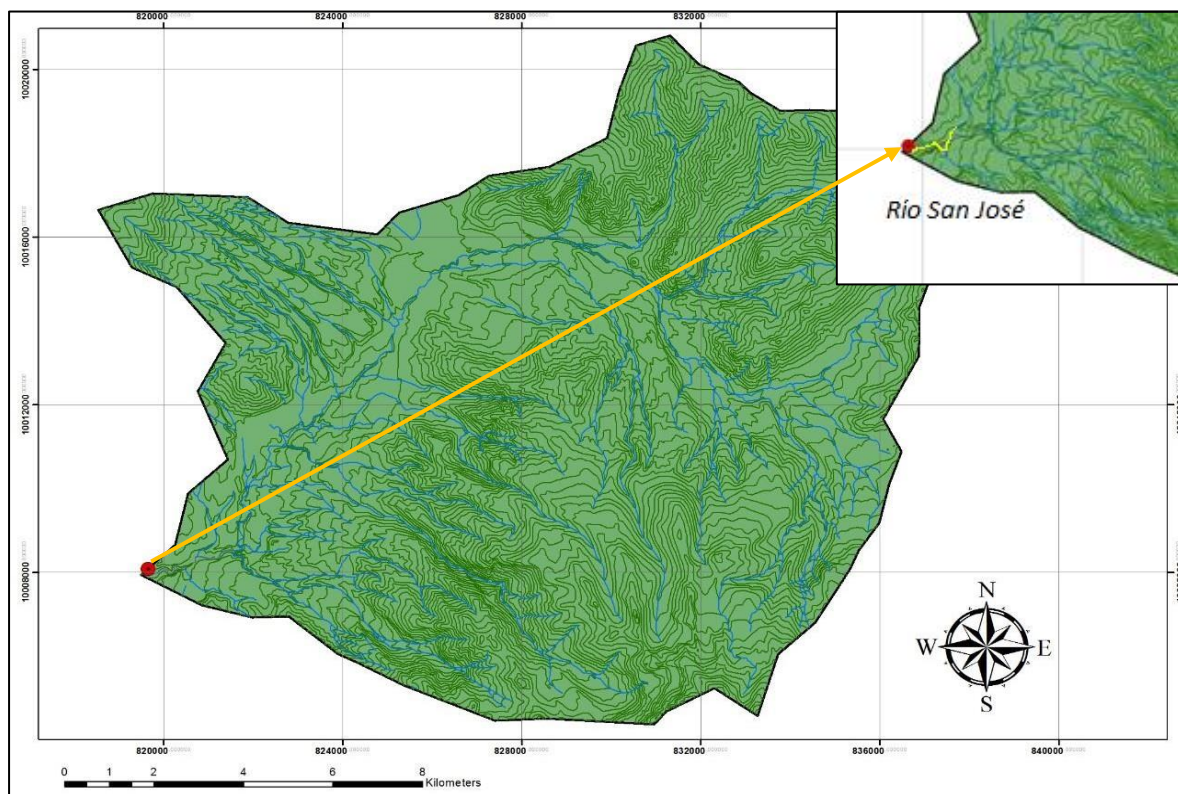
Elaborado por: Los autores con a través del IGM

2.3. Delimitación y características de la cuenca del río San José.

Con la herramienta ArcGIS, se traza la subcuenca del río San José, perteneciente a la cuenca del río Guayllabamba que es parte de a la gran cuenca hidrográfica del río Esmeraldas desemboca al océano Pacífico, el punto de interés para el proyecto se encuentra en el río San José ubicada al noreste del Ecuador en la provincia de Pichincha, delimitada por la provincia de Imbabura al norte, al sur la reserva ecológica Cayambe, el este Tabacundo y al oeste la provincia de Sucumbíos con las siguientes coordenadas (8015.509 N y 819663.456 E), en la Figura 4 se puede ver la cuenca y sus afluentes.

Figura 4

Cuenca del río San José en Ayora



Elaborado por: Los autores

Las características físicas de una cuenca dependen de la morfología (forma, relieve, red de drenaje, etc.), los tipos de suelo, prácticas agrícolas, etc. Estos elementos proporcionan la posibilidad de conocer la variación en el espacio de los elementos del régimen hidrológico, también desempeñan un papel esencial en el estudio y comportamiento de algunos de los componentes del ciclo hidrológico tales como la evaporación, infiltración, flujo superficial y otros (Caiza, 2014), las propiedades de la cuenca del río San José se muestran en la Tabla 2.

Tabla 2*Características físicas y topográficas de la cuenca del río San José*

Descripción	Unidad	Valor
Características Físicas de la Cuenca		
Área (A)	Km ²	201.28
Perímetro (P)	Km	93.92
Longitud axial de la cuenca	Km	20.74
Factor de Forma	-	0.47
Índice de compacidad de la cuenca (Kc)	-	1.85
Características Topográficas de la Cuenca		
Cota máx.	msnm	4882.70
Cota min.	msnm	2840.00
Altitud media	msnm	3824.00
Pendiente media de la cuenca	%	34.98
Longitud de río principal	Km	29.69
Longitud total de corrientes de agua	Km	66.20
Pendiente media del río (Ir)	%	6.88

Elaborado por: Los autores

2.4. Información meteorológica

El Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología (INAMHI), ha proporcionado información sobre datos pluviométricos, permitiendo conocer y evaluar la mayor parte de los elementos que conforman el ciclo del agua, de las estaciones que se encuentran dentro y cercanas a la cuenca del río San José se puede ver la Tabla 3 y Figura 5.

Tabla 3

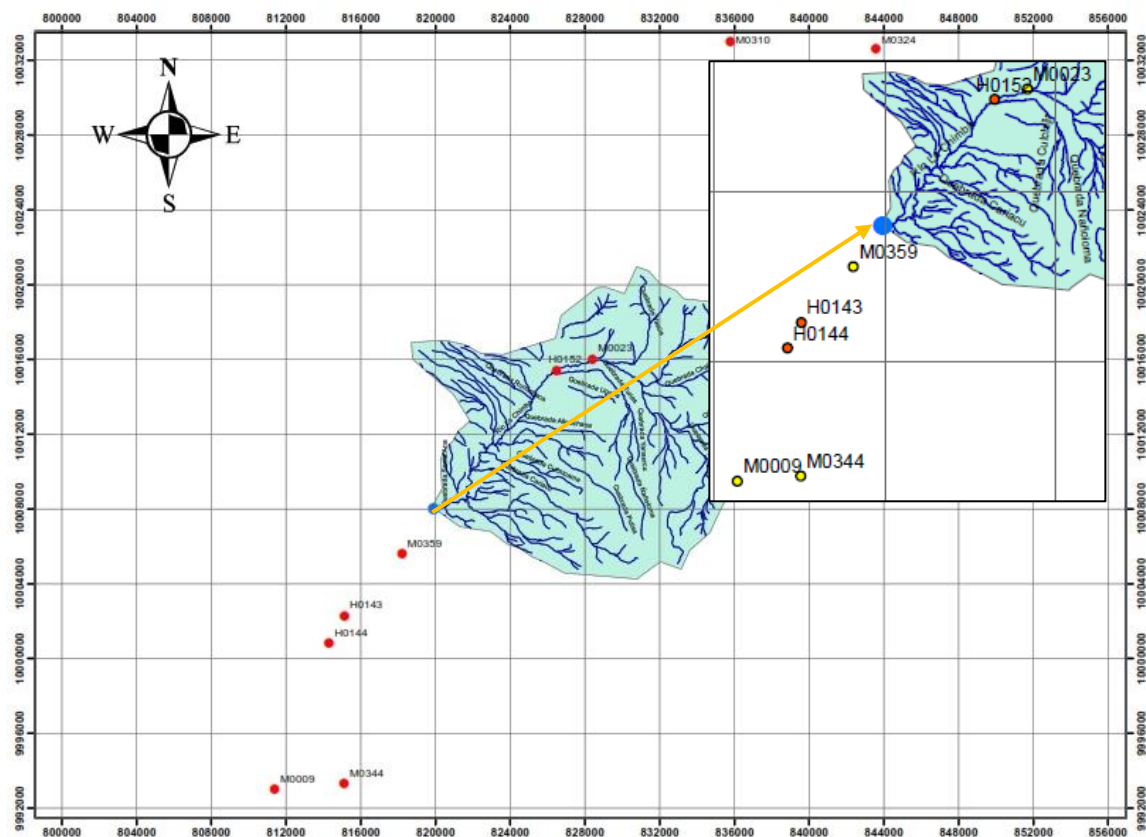
Estaciones meteorológicas cercanas y en la cuenca del río San José

Código	Estación	Coordenadas		Altura
		Latitud	Longitud	
M0023	Olmedo-Pichincha	0° 08" 53"N	78° 02" 52" W	3120
M0344	Cangahua	0° 03" 26"N	78° 10" 02" W	3140
M0359	Cayambe	0° 03" 14"N	78° 08" 22" W	2840
M0310	Mariano Acosta	0° 18" 06"N	77° 58" 54" W	2980
M0324	San Francisco de Sigsipamba	0° 17" 53"N	77° 54" 42" W	2230

Elaborado por: Los autores

Figura 5

Estaciones meteorológicas e hidrológicas en el área de la cuenca del río San José



Elaborado por: Los autores

*De las estaciones se obtuvo muy poca información en un periodo del 2005 al 2014.

2.5. Información hidrológica

El Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología (INAMHI) entidad competente, ha proporcionado información sobre caudales medios mensuales de las estaciones que se encuentran en la Tabla 4, ubicadas dentro y cercanas a la cuenca del río San José en Ayora.

Tabla 4

Estaciones hidrológicas cercanas y en la cuenca del río San José

Código	Estación	Coordenadas		Altura
		Latitud	Longitud	
H0141	Canal Tabacundo	0° 08" 59"N	78° 01" 25" W	3360
H0152	La Chimba en Olmedo	0° 08" 59"N	78° 02" 32" W	3096
H0144	Guachala AJ Granobles	0° 00" 26"N	78° 10" 26" W	2740
H0143	Granobles AJ Guachala	0° 01" 33"N	78° 10" 05" W	2750

Elaborado por: Los autores

2.5.1. Análisis de información existente

De la información investigada se analiza los años que las estaciones registraron lecturas de caudales medios mensuales en un periodo del 2005 al 2014, se puede afirmar que no existe mucha información dado a que algunas estaciones ya están fuera de servicio, para el análisis se precede a desechar las estaciones que no proporcionan información, como se evidencia en la Tabla 5.

Tabla 5*Estaciones con nivel de información*

Estación / Año	2005	2006	2007	2008	2009	2010	2011	2012	2013	2014
H0141										
H0152										
H0144										
H0143										
Información	Identificación									
Completa										
Incompleta										
No existe										

Elaborado por: Los autores

Existe muy poca información del registro de caudales, y no hay una estación que mida el caudal en el punto de estudio para lo cual se realiza la transposición de caudales, las estaciones utilizadas son las que contienen información son La Chimba en Olmedo (H152) y Granobles AJ Guáchala H143, las coordenadas se pueden observar en la Tabla 6.

Tabla 6*Estaciones hidrológicas válidas para el análisis*

Código	Estación	Coordenadas		Altura
		Latitud	Longitud	
H0152	La Chimba en Olmedo	0° 08" 59"N	78° 02" 32" W	3096
H0143	Granobles AJ Guachala	0° 01" 33"N	78° 10" 05" W	2750

Elaborado por: Los autores

2.6. Estudio de caudales de aprovechamiento

En cualquier cuenca pequeñas es importante saber la variación de los caudales medios ya sea diarios, mensuales o anuales para su aprovechamiento, pues que existen varios factores que tiene influencia en su variación sea el tipo de vegetación de la zona, la topografía, la forma de la cuenca, los vientos predominantes, la dirección de la lluvia asociada a la forma de la cuenca, etc, (Caiza, 2014).

2.6.1. Curva de duración general de caudales

La curva de duración de caudales nos indica el porcentaje del tiempo durante el cual los caudales han sido igualados o excedidos, Además indica el valor del caudal en función de la frecuencia de su ocurrencia (Caiza, 2014).

La curva de duración general resulta de un análisis de frecuencias de una serie histórica de caudales medios en el sitio de captación del proyecto, se puede decir que pronostica el comportamiento del régimen futuro de caudales o el régimen que tendrá durante la vida útil de la captación (Caiza, 2014).

2.6.2. Estimación de caudales del río San José.

Dado que no existe información de registros de caudales en el río San José es imposible la construcción de una curva de duración, pero existen métodos para la estimación de caudal de aprovechamiento en el sitio de la captación ya que en la región existen estaciones cercanas.

Para realizar la estimación de caudal del río se utiliza los registros de caudales en las estaciones La Chimba en Olmedo H0152 y Granobles AJ Guachalá H0143, debido a que La chimba en olmedo (H0152) es sub-cuenca de la cuenca de San José y a su vez la cuenca del río San José es sub-cuenca de la cuenca del río Granobles AJ Guachalá (H0143), se realiza una

valoración de los caudales y la curva de duración general tenga una tendencia similar también sus datos sea homogéneos para aplicar el método de relación por áreas.

2.6.2.1. Método de relación por áreas

Este método se lo realiza siempre y cuando cumplan la siguiente condición para cuencas pequeñas:

$$\frac{A_o}{A_x} \leq 25\%$$

$$Q_x = \frac{A_x}{A_o} * Q_o$$

$$Q_x = A_x * q_o$$

Donde:

A_o = área de la cuenca con registros de caudales (m^2)

Q_o = caudal de la cuenca con registros de caudales (m^3/s)

A_x = área de la cuenca estimada (m^2).

Q_x = caudal de la cuenca estimada (m^3/s).

q_o = caudal unitario (m/s).

Para la construcción de la curva de duración general se aplicará la probabilidad de Weibull, la información se ordenará de mayor a menor los caudales medios diarios o mensuales es decir se calculará la probabilidad de excedencia como su concepto lo indica (Guevara P. & Humberto, 1991).

Se ordenan los datos de mayor a menor.

Se utiliza la probabilidad de Weibull, aplicando la ecuación.

Grafica los datos de caudales vs probabilidad en escala aritmética.

$$P = \left(\frac{m}{n + 1} \right) * 100$$

Donde:

P = probabilidad (%).

m = número de orden de los datos.

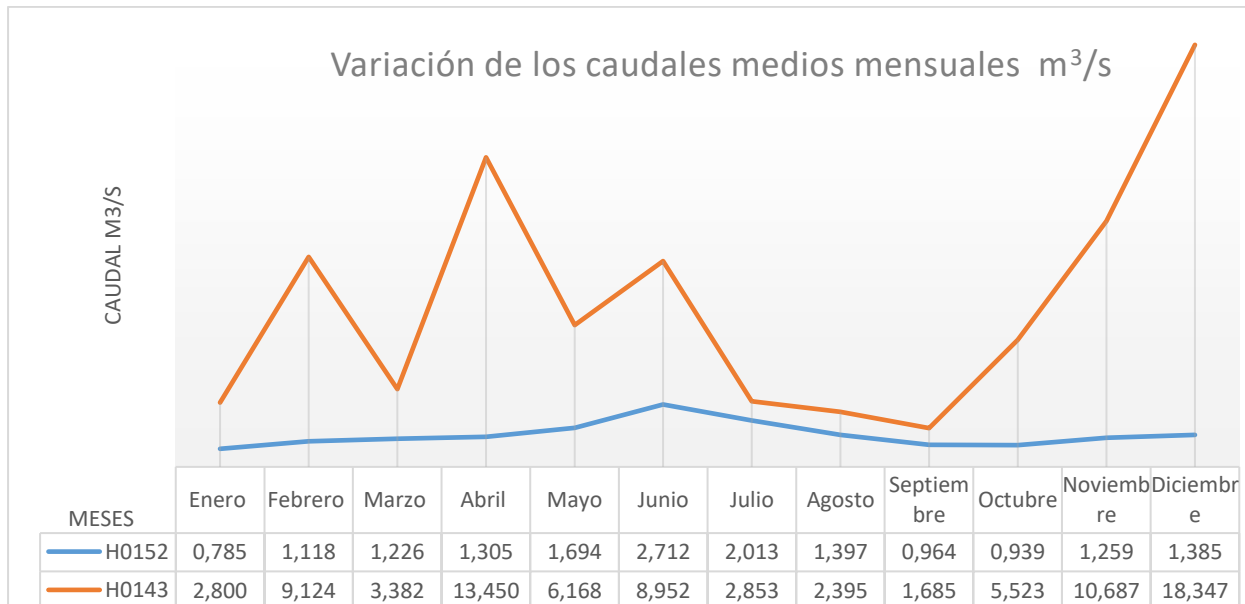
n = número real de datos de la serie.

2.6.3. Construcción de la curva de duración general

Para el desarrollo se utiliza los datos de caudales medios mensuales de las estaciones La Chimba en Olmedo (H0152) y Granobles Aj Guachalá (H0143) estos datos se utilizan para construir de la curva de duración general, en la siguiente Figura 6 se puede observar la variación de los caudales.

Figura 6

Variación de caudales medios mensuales de las estaciones H0152 y H0143



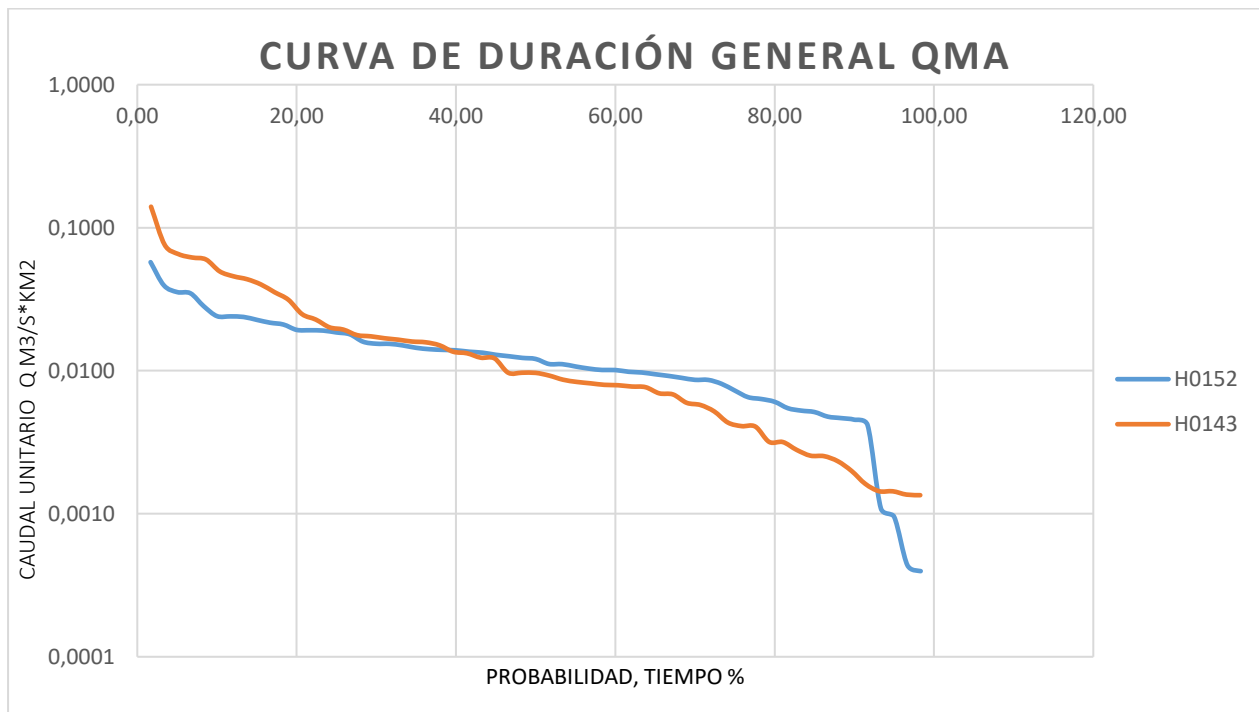
Elaborado por: Los autores

En el primer método para generar la curva de duración general a todos los caudales medios mensuales se divide para el área de la cuenca correspondiente obteniendo el caudal unitario,

aplicando la probabilidad de Weibull se grafica como se muestra en la Figura 7, los caudales tienen a sobreponerse lo que significa que es aceptable el procedimiento aplicado.

Figura 7

Curvas de duración general de las estaciones H0152 y H0143

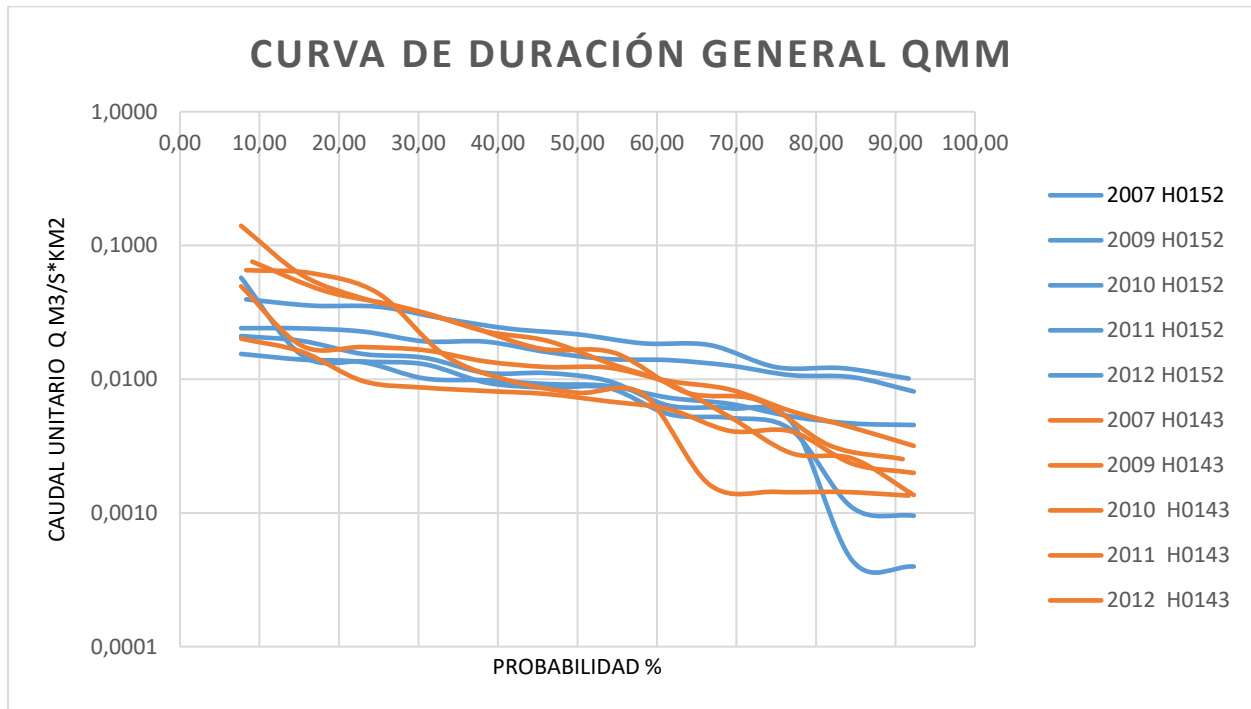


Elaborado por: Los autores

En el segundo método para la generación de la curva de duración general se divide el caudal medio mensual para el área de la cuenca correspondiente y se procede a graficar con las indicaciones antes descritas como se observa en la Figura 8, a diferencia del primer procedimiento es que existe una curva por cada año para poder observar de mejor manera la tendencia de dichos caudales.

Figura 8

Curvas de duración general de las estaciones H0152 y H0143 por años



Elaborado por: Los autores

Al comparar los dos métodos la curva de duración general se acomoda al segundo, se puede observar en la Figura 8 los caudales tienen a sobreponerse de una mejor forma.

En los diseños de obras de captación en proyectos hidroeléctricos es suficiente tomar un porcentaje de excedencia igual a Q80% de la curva de duración general.

Para estimar el caudal de diseño para el proyecto se realiza el método de relación por áreas, dado el hecho que es una estimación basándose en registros de estaciones en cuencas de ríos cercanos se debe tomar un margen de error para asegurar el caudal usando la desviación estándar (SQ80%), los resultados se pueden ver en la Tabla 7.

Tabla 7*Caudal al 80% de la cuenca del río San José en Ayora*

Caudal de diseño (80%)		
Q80%	1,0136	m ³ /s
SQ80%	0,7134	m ³ /s

Elaborado por: Los autores

2.7. Estudio de caudales máximos

En el estudio de caudales máximos para el diseño de obras de captación se utiliza el método estadístico, usando los caudales máximos instantáneos registrados por la estación Granobles AJ Guachalá que tiene mayor información, esta cuenca es similar tanto física como morfológica a la cuenca del río San José en Ayora.

2.7.1. Análisis del método estadístico

Para aplicar el método estadístico es necesario que la cuenca de estudio tenga datos homogéneos e independientes, al no existir estaciones que proporcionen registros de caudales se realiza una transferencia de datos con una cercana es necesario que las características sean similares, para lo cual se utiliza la cuenca del río Granobles AJ Guachalá.

El método estadístico consiste en realizar un ajuste a distribuciones de probabilidades con los datos de caudales máximos instantáneos aplicando a varias funciones de distribución como son la distribución Normal, Log Normal, Gumbel, log Gumbel, Pearson 3, Log Pearson 3, se determina el mejor ajuste gráficamente y analíticamente (Guevara P. & Humberto, 1991).

A continuación, en la Tabla 8 se sintetiza los resultados aplicando todas las distribuciones anteriormente citadas, los cálculos con más detalle se encuentran en los anexos hidrológicos, con un periodo de retorno TR de 30 años.

Tabla 8

Resumen estadístico de las diferentes distribuciones

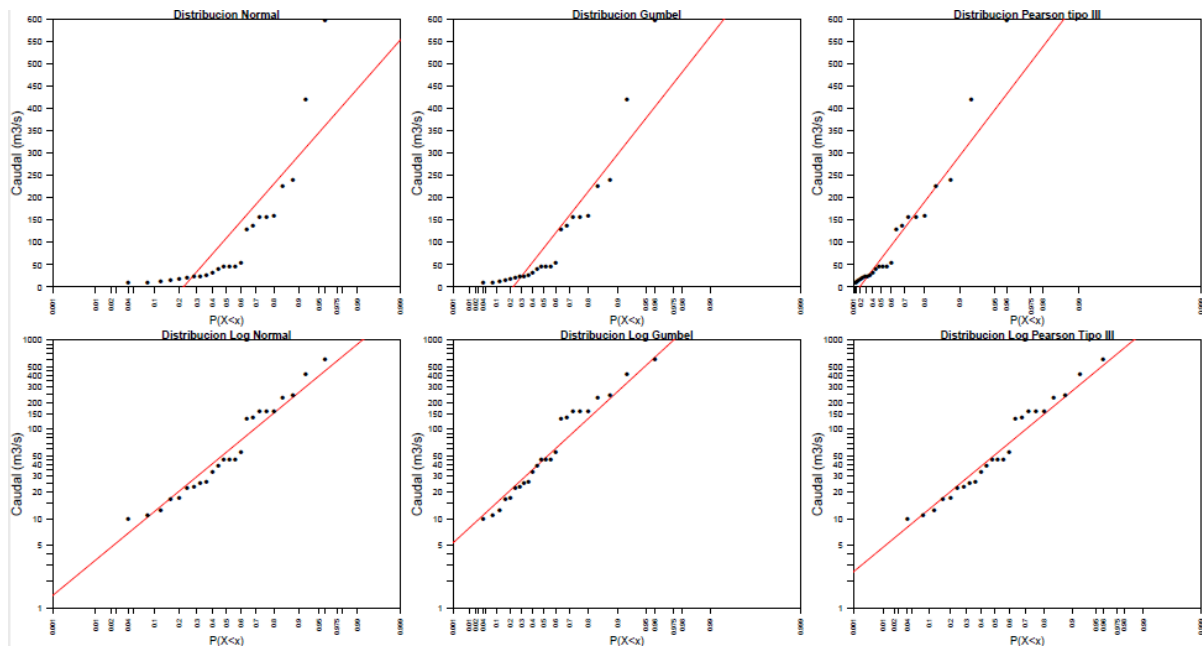
	p_value_chi	RFSE	p_value_kol	RMSE
Normal	0.9984	0.16	0.9186	79.7218
LogNormal	0.8562	0.0787	0.452	43.7536
Gumbel	0.9813	0.1399	0.813	59.2525
LogGumbel	0.8377	0.0718	0.7208	34.6647
Pearson3	0.9875	0.1198	0.7987	42.6676
LogPearson3	0.9195	0.0704	0.5356	33.9061

Elaborado por: Los autores

En el análisis y cálculos como se puede ver en la Figura 9 el mejor ajuste es la distribución log Gumbel, por lo que se procede al cálculo del caudal máximo.

Figura 9

Gráfica de ajustes a las diferentes distribuciones



Elaborado por: Los autores

2.7.2. Distribución log Gumbel

Esta distribución ha sido usada para representar el comportamiento de crecidas máximas, trabaja con dos momentos que son la media y desviación estándar. (Caiza, 2014), con una serie de datos obtenida de estaciones hidrológicas el cálculo se basa en estas en las siguientes ecuaciones:

$$Q' = \ln (Q)$$

$$Q'TR = Q'med + S' * KT'$$

$$KT' = -\frac{\sqrt{6}}{\pi} \{0.5772 + \ln [\ln TR - \ln (TR - 1)]\}$$

Donde:

Q'= dato transformado de caudal.

Q'TR= caudal relacionado a un periodo de retorno.

Q'med= media aritmética de la serie de caudales transformados.

S'= desviación estándar de caudales transformados.

KT'= factor de frecuencia (en tablas).

2.7.3. Transferencia hidrológica

Este método se emplea principalmente con parámetros adimensionales que tengan variables a transferir, lo cual está determinado principalmente por relaciones que incluyen la escorrentía y el área de la cuenca. Este método transfiere información y genera una relación entre el área, caudales y precipitaciones de la cuenca. Se aplica en cuencas donde se tenga información conocida y en zonas donde no se cuente con estos datos (Guevara P. & Humberto, 1991), la relación es la siguiente:

$$\frac{Qc}{AcPc} = \frac{Qs}{AsPs}$$

Al considerar que las precipitaciones son homogéneas dentro de la misma cuenca, se obtiene:

$$Q_s = Q_c \left(\frac{A_s}{A_c} \right)^n$$

Donde:

Q_s = caudal de la cuenca sin información (m^3/s).

Q_c = caudal de la cuenca con información (m^3/s).

A_s = área de la cuenca sin información (km^2).

A_c = área de la cuenca con información (km^2).

n = coeficiente de calibración para el caso general corresponde a 1.

El caudal máximo de crecida se obtiene mediante la distribución de probabilidad Log Gumbel y transferencia hidrológica los resultados se observan en la Tabla 9.

Tabla 9

Caudales generados mediante distribuciones de probabilidad y transferencia de caudales

Cuenca	Caudal máximo m^3/s
Granobles AJ Guachalá	760,62
San José	393,22

Elaborado por: Los autores

2.8.Caudal ecológico

El caudal ecológico en ríos es un instrumento de gestión que permite acordar un manejo integrado y sostenible de los recursos hídricos, que establece la calidad, cantidad y régimen del flujo de agua requerido para mantener los componentes, funciones, procesos y la resiliencia de los ecosistemas acuáticos que proporcionan bienes y servicios a la sociedad (Arronte, 2010).

Para el cálculo del caudal ecológico, dentro de los métodos hidrológicos están la metodología de Tennant de porcentaje fijo que al menos será 10% del promedio medio anual (Eguia, 2007), los resultados se pueden ver en la Tabla 10.

$$Q_{ec} = 10\% Q_{ma}$$

Donde:

Q_{ec} = Caudal ecológico (m^3/s)

Q_{ma} = Caudal medio anual (m^3/s)

Tabla 10

Caudal ecológico del río San José en Ayora

Caudales	m^3/s
Caudal medio natural (Q_{ma})	3,2
Caudal ecológico (Q_{ec})	0,32

Elaborado por: Los autores

2.9. Concesiones de la cuenca San José

Es necesario conocer las concesiones que están asociadas a la cuenca del río San José para obtener la disponibilidad de caudal en el sitio de captación. La Secretaría Nacional del Agua (SENAGUA) entidad reguladora del aprovechamiento del agua en todo el territorio nacional proporciona información de caudales usados por diferentes agrupaciones aguas arriba del sitio de captación como se puede ver en la Tabla 11.

Tabla 11*Concesiones asociadas a la cuenca del río San José*

COD_ PROCESO	DEMARCACIÓN	N. PROCESO	NOM_ USU AUTORIZ	DIRECCIÓN	NOM_ MICROCUENCA	NOM_ APROV	USO_ APROVECH	CAUDAL l/s	VIGENTE
ES-QU-000200-1972	ESMERALDAS	200	JUNTA DE AGUAS DE RIEGO DE LA ACEQUIA LA COMPAÑIA	CAYAMBE - PARROQUIA AYORA	RÍO URAVIA	RÍO SAN JOSÉ - ACEQUIA LA COMPAÑIA	RIEGO	516,6	SI
ES-QU-003063-2006	ESMERALDAS	3063	ASOCIACIÓN DE CAMPESINOS EL PRADO NÚMERO 1 Y 2 Y COMITE DE DESARROLLO COMUNAL SAN MIGUEL DEL PRADO	CAYAMBE - PARROQUIA AYORA	RÍO PISQUE	VERTIENTE SIN NOMBRE NÚMERO 1 Y 2	RIEGO	111,91	SI
ES-QU-002011-2012	ESMERALDAS	2011	JUNTA ADMINISTRADORA DE AGUA DE RIEGO COMUNITARIA SANTO DOMINGO N 2	CAYAMBE - AYORA - SECTOR SANTO DOMINGO - DESHIELOS NEVADO CAYAMBE	RÍO PISQUE	LAGUNA ROSASPAS (ROSASPATAS)	RIEGO	128,5	SI

Fuente: Secretaría Nacional del Agua SENAGUA, 2020

Las concesiones habilitadas usan un total de 657.01 l/s de caudal correspondiente a 0.657 m³/s.

2.10. Caudales para el diseño de las obras hidráulicas

El caudal máximo instantáneo obtenido por el análisis de probabilidades de la distribución Log Gumbel permite el diseño del perfil hidrodinámico USBR con sus obras de protección, y el caudal de captación dado por la curva de duración general tomando en cuenta el caudal ecológico y los caudales de las concesiones de aguas, servirá para el diseño geométrico de las obras de captación y conducción, se puede ver el resumen en la Tabla 12.

Tabla 12*Caudales de diseño para las diferentes estructuras hidráulicas*

Caudales	m ³ /s
Caudal máximo instantáneo (Qmax)	393.22
Caudal de captación (Qcap)	0,5

Elaborado por: Los autores

CAPÍTULO III

ESTUDIOS TOPOGRÁFICOS

3.1. Antecedentes

Ante la necesidad de la rehabilitación de la mini central hidroeléctrica en San José de Ayora se realiza la topografía de toda el área y los elementos involucrados, es el inicio para el diseño de las estructuras con el objetivo de fijar la ubicación del proyecto e implantar el conjunto de obras civiles.

3.2. Sistema de coordenadas

La topografía se encuentra en el sistema coordenadas Datum WGS-84 TMQ - zona 17 sur, se utiliza la estación total marca LEICA que tiene 5” de precisión.

3.3. Ubicación del proyecto

El proyecto se encuentra en el siguiente grupo de coordenadas georreferenciadas in sitio como se indica en la Tabla 13.

Tabla 13

Ubicación en coordenadas UTM -Datum WGPS-84 del proyecto.

Nombre	Norte (m)	Este (m)	Cota (msnm)
GPS5	7952.929	819663.456	2853.986
GPS4	7949.825	819676.755	2853.701
GPS3	8015.509	819076.916	2849.534
GPS2	8002.680	818936.100	2839.843

Elaborado por: Los autores a través GPS Garmin GPSMAP78s

3.4. Procedimiento

Reconocer el lugar que se va a levantar permite definir los alcances y límites del terreno para los diseños de las estructuras a construirse, utilizando la estación total marca LEICA se

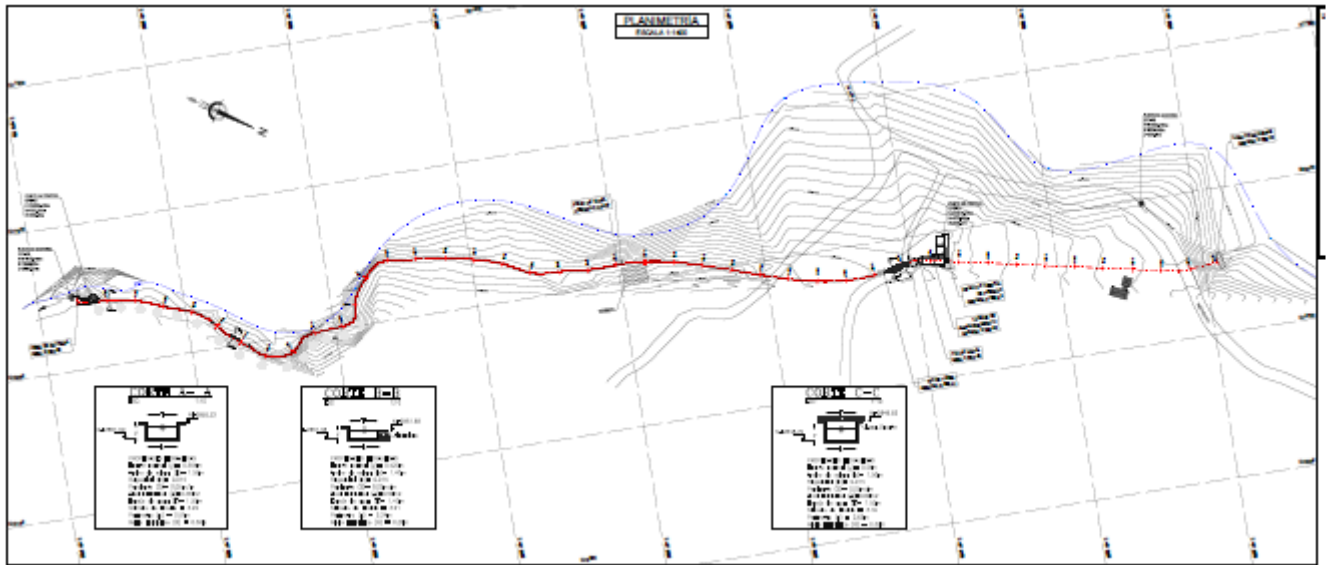
determina la ubicación de cuatro puntos de control los cuales se usan de base para realizar los trabajos topográficos posteriores.

Las coordenadas de los cuatro puntos que se encuentran en la Tabla 13 han sido obtenidos mediante el post proceso de la información registrada en los receptores GPS geodésicos durante las mediciones satelitales en cada uno.

Con un GPS de precisión se recopila un grupo de puntos de la zona que son representaciones gráficas del terreno, niveles y el levantamiento de estructuras existentes, procesando la información con el software AutoCAD Civil 3D para la interpretación del dibujo, como se puede ver en la Figura 10.

Figura 10

Superficie obtenida en Autodesk Civil 3D



Elaborado por: Los autores

CAPÍTULO IV

ESTUDIO DE SUELOS

4.1. Introducción

El Gobierno Autónomo Descentralizado de la parroquia de San José de Ayora del cantón Cayambe, mediante la Unidad de Vinculación de la Universidad Politécnica Salesiana, solicita se realice el estudio de mecánica de suelos el cual servirá para realizar la caracterización en el área de estudio.

Por tal motivo en campo se procedió a la realizar 3 perforaciones de 4 metros de profundidad, donde se obtuvieron muestras de suelo las cuales fueron analizadas en laboratorio.

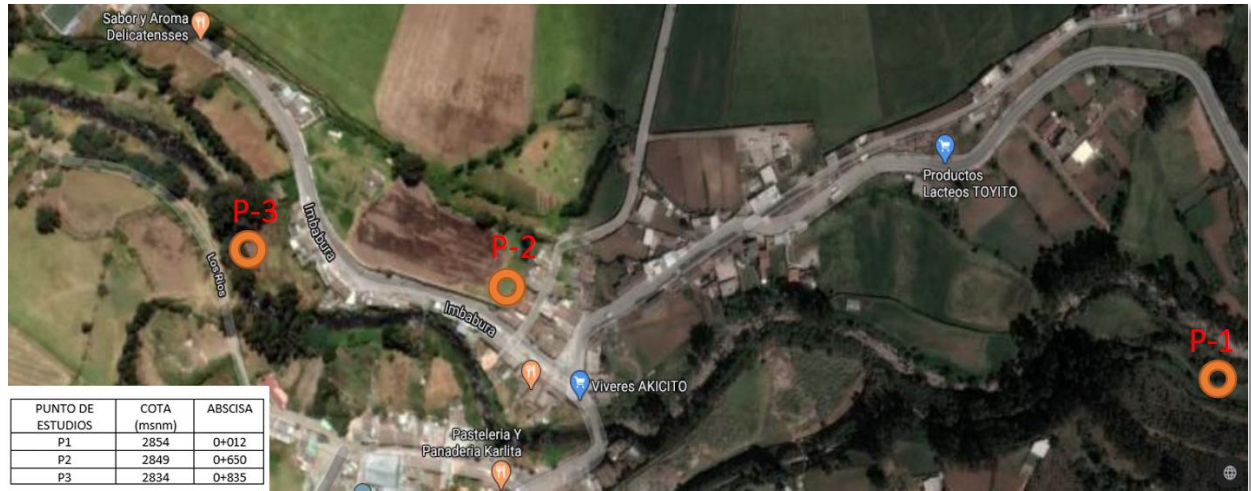
4.2. Trabajos de campo

En campo se realizó un ensayo SPT según norma ASTM D-1586 a una profundidad de 4 metros en el punto denominado P-2, mientras que en el P-1 y P-2 se obtuvo una muestra inalterada cuyas coordenadas se describen en la Figura 11, además, se realizó la descripción manual – visual mediante la norma ASTM D-2488 en las muestras de los 3 puntos.

Cabe mencionar que la profundidad no pudo ser incrementada debido a la dificultad del terreno por la presencia de rocas impidiendo que el perforador pueda trabajar de manera adecuada.

Figura 11

Ubicación de los trabajos de campo.



Elaborado por: Los autores a través de Google Earth

4.3.Trabajos de laboratorio

Con las muestras obtenidas en campo, se realizaron los siguientes ensayos:

- Descripción manual normativa ASTM D-2488 en las muestras de los 3 puntos.
- Peso específico normativa ASTM C-127.
- Granulometría por lavado y tamizado hasta la malla No.200 normativa ASTM D-422

4.3.1. Descripción manual visual de los materiales

Para la identificación de las muestras se presenta el resumen en la Tabla 14.

Tabla 14*Descripción de las muestras*

Profundidad		Análisis manual visual
m		Punto 1 (P1)
0 - 0.1	Capa Vegetal	
0.10 - 1	Limo muy arenoso, no plástico de compacidad ligeramente compacta, seco, color café claro.	
1 - 2.5	Limo muy arenoso, no plástico, compacidad completa, ligeramente húmeda, color café claro.	
2.5 - 3.8	Arena gravosa con limo, no plástica de compacidad compacta, ligeramente húmedo color café clara con partículas mayores a 2" de diámetro.	
3.8 - 4.5	Arena gravosa con limo, no plástico, ligeramente húmedo, compacidad suelta color gris oscuro con partículas mayores a 2" de diámetro.	
		Punto 2 (P2)
0 - 0.1	Capa Vegetal	
0.1 - 1.8	Material de relleno con partículas entre 1 a 3"(grava arenosa con limo, no plástico, ligeramente húmedo de compacidad compacta, color café oscuro) y N de 11 golpes.	
1.8 - 2.7	Material de relleno con partículas entre 1 a 3"(grava arenosa con limo, no plástico, ligeramente húmedo, compacidad compacta, color café oscuro) y N de 23 golpes.	
2.7-3.6	Arena gravosa con limo no plástico, ligeramente húmedo, compacidad densa, color gris oscuro con partículas mayores a 2" de diámetro y valor N mayor a 50 golpes.	
		Punto 3 (P3)
0 - 0.1	Capa Vegetal	
0.1- 0.5	Materia de relleno con partículas entre 1 a 6" de diámetro.	
0.5 -2.2	Material inalterado, limo arenoso, no plástico, compacidad densa, ligeramente húmedo, color café claro.	
2.2 - 3.7	Arena gravosa con limo, no plástico, compacidad compacta, ligeramente húmedo, color café claro con partículas mayores a 2" de diámetro.	

Elaborado por: Los autores

4.3.2. Granulometría

Se tiene como objetivo determinar la distribución de los diferentes tamaños de partículas, se utiliza la técnica de granulometría por tamizado, la misma que se usa cuando se tienen diámetros mayores a la abertura del tamiz N° - 200 (0.075mm) (Villalaz, 2004), los resultados para encontrar el porcentaje de suelo que pasa los diferentes tamices se presentan en la Tabla 15.

Tabla 15

Resultados del porcentaje acumulado que pasa

PERFORACIÓN #	LUGAR	PROF. (m)	% ACUMULADO QUE PASA				
		TAMIZ #	3/8	4	10	40	200
		ABERTURA (mm)	9.5	4.75	2	0.425	0.075
P-1	CAPTACIÓN	0 - 0.50	100	100	99	94	52
		0.50 - 1.20	100	44	37	21	5
		1.20 - 2.30	100	100	100	98	59
		2.30 - 3	100	67	55	42	27
		3.0 - 4.0	100	52	38	15	4
P-2	TANQUE DE PRESIÓN	1.0 - 1.50	100	95	93	86	52
		2.0 - 2.50	100	57	51	37	22
		3.0 - 3.50	100	56	36	22	4
P-3	CASA DE MAQUINAS	1.0 - 1.20	100	32	23	11	5
		1.50 - 1.80	100	27	21	11	3
		2.0 - 3.0	100	74	64	45	20

Elaborado por: Los autores

4.3.3. *Peso específico*

Se define peso específico del suelo o densidad natural como la relación del peso del suelo conformada por las partículas, los vacíos o poros y el volumen de la masa de suelo, se utiliza en método de la parafina cuyo proceso se fundamenta en el proceso de Arquímedes mismo que consiste en determinar la masa de un cuerpo al sumergirlo en un fluido que será igual al peso del volumen desplazado (Villalaz, 2004), para lo cual se tiene como guía la normativa ASTM-D 4531 los resultados se puede ver en la Tabla 16.

Tabla 16

Peso específico del suelo

Muestra	Abscisa	Cota	Vol. parafina	Vol. muestra	γ Suelo
		(msnm)	m ³	m ³	kg/m ³
1	0+012	2850.70	0.000035	0.000122686	1628.96
2	0+835	2834	0.000033	0.000192851	1707.95

Elaborado por: Los autores

4.4. **Ensayo de penetración estándar (SPT)**

Su finalidad es obtener un valor N de resistencia a la penetración que puede ser correlacionado con parámetros geotécnicos, como ángulo de fricción, densidad relativa, carga admisible y los asentamientos en los suelos (López, 2003).

Debido a las dificultades del terreno y la presencia de material con partículas mayores a 2” de diámetro no se pudo obtener el número de golpes en los puntos de estudio 1 y 3, determinándolos como rechazo, mientras que en el punto 2 se pudo llegar a una profundidad de 4 metros como se muestra en la Tabla 17.

Tabla 17*Cálculo del valor de N corregido (N60)*

Prof. (m)	Cota (msnm)	N SPT	Ei (%)	ER	Ec	EI	ED	ES	N60
0	2849	0	45	0.75	0.81	0.75	1	1	0
1	2848	11	45	0.75	0.81	0.75	1	1	5
2	2847	23	45	0.75	0.81	0.75	1	1	10
3	2846	50	45	0.75	0.81	0.75	1	1	23

Elaborado por: Los autores

Se obtuvo los valores del esfuerzo admisible del suelo, asentamiento máximo estimado, densidad relativa y ángulo de fricción del suelo, los resultados se muestran en la Tabla 18.

Tabla 18*Resultados de los valores del ensayo SPT*

Prof. (m)	Cota (msnm)	qadm (T/m ²)	δ (mm)	Dr %	Ángulo de fricción (φ)	Compacidad
0	2849	0.00	0.00	0	0	-
1	2848	6.85	2.60	39	31	Suelto
2	2847	16.02	2.90	54	33	Compacto
3	2846	36.56	3.05	80	42	Muy Denso

Elaborado por: Los autores

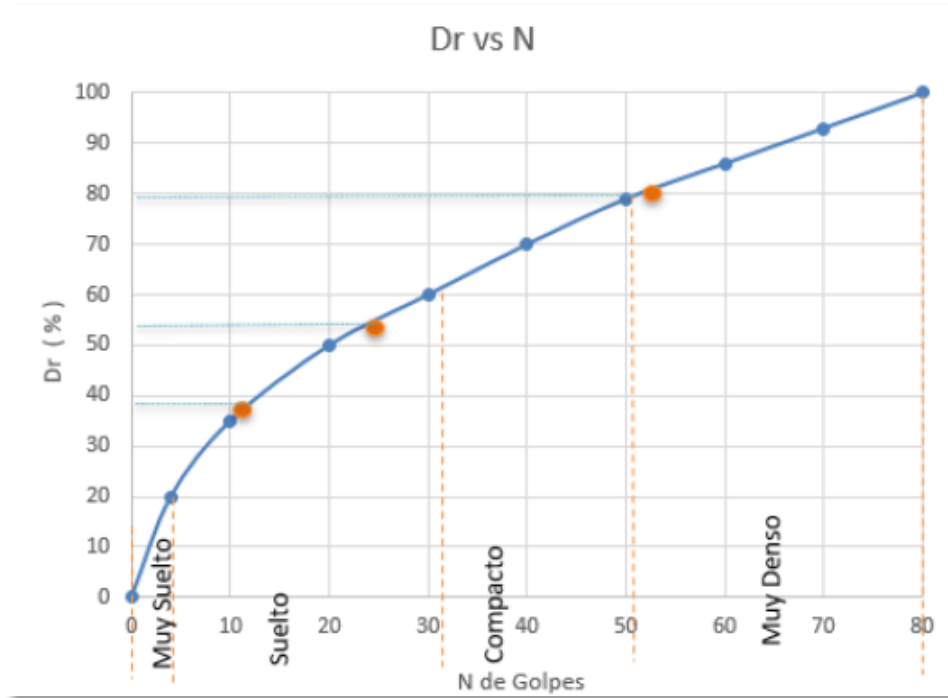
4.4.1. Ángulo de fricción del suelo y densidad relativa

Para determinar el ángulo de reposo del suelo se utilizan las expresiones propuestas por Meyerhof (1957) expresadas en función de la densidad relativa DR en %. Los valores de la densidad relativa se pueden ver en la Figura 12 y Tabla 18.

- Para un porcentaje en arena fina y limo >5%: $\phi = 25 + (0.15 \text{ DR})$
- Para un porcentaje en arena fina y limo <5%: $\phi = 30 + (0.15 \text{ DR})$

Figura 12

Densidad relativa en función del número de golpes N del SPT



Fuente: (Cassan, 1982)

Tabla 19

Valores de densidad relativa en función de N del SPT

Prof. (m)	Cota (msnm)	N60	Dr %	Compacidad
0	2849	0	0	-
1	2848	5	39	Suelto
2	2847	10	54	Compacto
3	2846	23	80	Muy Denso

Elaborado por: Los autores

De la información anteriormente obtenida reemplazando en la ecuación de Meyerhof se obtiene el ángulo de fricción del suelo como se observa en la Tabla 20.

Tabla 20

Ángulo de fricción del suelo

Prof. (m)	Cota (msnm)	Dr %	Ángulo de fricción (φ)
0	2849	0	0
1	2848	39	31
2	2847	54	33
3	2846	80	42

Elaborado por: Los autores

Se estima que el ángulo de fricción a utilizar es: 33°, además que para materiales granulares y arenosos la cohesión del suelo es = 0.

4.4.2. Esfuerzo admisible

El esfuerzo admisible del suelo ha sido obtenido en función del valor de N_{60} según Meyerhoff, como se observa en la Tabla 21.

Si $B \leq 1.2$ m

$$q_{adm} = \frac{N_{60}}{0.8}$$

Si $B \geq 1.2$ m

$$q_{adm} = \frac{N_{60}}{0.8} * k_d * \left(\frac{0.305 + B}{B} \right)^2$$

$$k_d = 1 + \frac{D_f}{B} * 0.2$$

Donde:

B = Ancho de la zapata (m).

N_{60} = Energía que llega a la cabeza de golpeo cuando ER=60%.

Df = Profundidad de desplante o altura de empotramiento (m).

qadm = Esfuerzo admisible del suelo (T/m²).

Tabla 21

Esfuerzo admisible del suelo

Prof. (m)	Cota (msnm)	N60	Df (m)	B (m)	Df/B	Kd	qadm (T/m ²)
0	2849	0	0.00	1.50	0.0	1.00	0.00
1	2848	5	1.00	1.50	0.7	1.13	6.85
2	2847	10	2.00	1.50	1.3	1.27	16.02
3	2846	23	3.00	1.50	2.0	1.33	36.56

Elaborado por: Los autores

Se recomienda un esfuerzo admisible del suelo de 16.00 T/m².

4.4.5. Asentamiento máximo estimado

Los asentamientos máximos estimados han sido obtenidos en función del valor N₆₀ y q_{adm} mediante la ecuación de Meyehoff para B > 1.25, el resultado se puede observar en la Tabla 22.

$$\delta = \frac{2.84 * q_{adm}}{N_{60}} * \left[\frac{B}{B + 0.33} \right]^2$$

Donde:

δ = asentamiento (mm).

Q = presión aplicada a la fundación (qadm) (KN/m²) (9.81 KN/ m² = 1 T/m²).

N₆₀ = energía que llega a la cabeza de golpeo cuando ER=60%.

B = ancho de la zapata (m).

Tabla 22*Asentamiento máximo estimado*

Prof. (m)	Cota (msnm)	N60	B (m)	qadm (T/m ²)	δ (mm)
0	2849	0	1.50	0.00	0.0
1	2848	5	1.50	6.85	2.60
2	2847	10	1.50	16.02	2.90
3	2846	23	1.50	36.56	3.05

Elaborado por: Los autores

El asentamiento promedio es igual a 2,90 mm.

4.5. Nivel freático

En los 3 puntos de estudios realizados y hasta la profundidad analizada, no se ha detectado la presencia de nivel freático.

4.6. Resumen de resultados

En la Tabla 23 se presenta un resumen de parámetros necesarios para la implantación y diseño del proyecto.

Tabla 23*Resumen del estudio*

Variable	Área de Sondeos		
	N.-1	N.-2	N.-3
Cota de perforación	2854	2849	2834
Cota de fundación	2851	2847	2832
Desplante mínimo (Df) (m)	2	2	2
Esfuerzo admisible del suelo (T/m ²)	16	16	16
Asentamiento esperado (mm)	2.9	2.9	2.9

Elaborado por: Los autores

CAPÍTULO V

DISEÑO DE LOS COMPONENTES HIDRÁULICOS DE LA MINI CENTRAL HIDROELÉCTRICA EN SAN JOSÉ DE AYORA

5.1. Introducción

La propuesta de diseño a nivel de factibilidad de la mini central hidroeléctrica del río San José está ubicado en la parroquia de Ayora, Cantón Cayambe Provincia de Pichincha , se basa en el aprovechamiento óptimo de los recursos hídricos y de sus componentes para la cual se propone un diseño para la obra de toma con las estructuras protección que aseguren su vida útil, un canal revestido para reducir la infiltración y que conduzca el caudal hacia la siguiente estructura, un tanque a presión que asegure la carga con sus obras secundarias y una tubería hasta la casa de máquinas generando la carga suficiente para el correcto funcionamiento de la turbina Francis.

La obra de toma es rústica el sistema de captación como se puede observar en la Figura 13 y Figura 14, está dada por una roca y sus elementos se encuentran deteriorados por el tiempo como son la compuerta, canal de acercamiento etc.

Figura 13

Obra de toma rústica del proyecto



Nota. Se puede observar el sistema de captación actual en donde se realizará el trabajo. Elaborado por: Los autores.

Figura 14

Compuerta en estado de deterioro



Nota. Se puede observar el desgaste de la compuerta en el sitio de captación. Elaborado por: Los autores.

Se propone diseñar un sistema de captación con rejilla de fondo que incluye un desarenador y desripador que garanticen un caudal libre de partículas sólidas evitando dañar las estructuras que se encuentran posterior a la captación, consta de los siguientes componentes:

- Perfil hidrodinámico USBR
- Pozo disipador de energía
- Enrocado
- Rejilla de fondo
- Galería de captación
- Desripador
- Desarenador

El canal que conduce el caudal aguas abajo se encuentra después del sistema de captación en la actualidad está revestido de maleza en algunos sitios a lo largo del canal las paredes se

encuentran destruidas por el tiempo que ha pasado sin uso y mantenimiento, debido a que la obra de toma no tiene ninguna obra secundaria en la cual se sedimente las partículas sólidas y sean evacuadas aguas abajo, han sido arrastradas por la velocidad de flujo depositándose en el fondo del canal reduciendo la sección de flujo lo que se puede observar en la Figura 15.

Figura 15

Canal de conducción de material de lugar



Nota. En la imagen se observa el estado actual del canal luego del sistema de captación. Elaborado por: Los autores.

Para lo cual se propone el diseño de un canal revestido que impida la filtración de agua a través de sus paredes y fondo, a lo largo del canal se debe tomar en cuenta las velocidades permisibles que no permita la sedimentación de las partículas sólidas ni tampoco la socavación en

el material del cual está revestido el canal se propone dos diseños geométricos de los cuales se elige la sección óptima.

- Canal rectangular
- Canal trapezoidal

El tanque de carga al final del canal de conducción se encuentra sin mantenimiento existe desgaste en la estructura por el tiempo y agentes externos, lleno de sedimentos que han sido arrastrados desde la captación, esta al descubierto, ingresa cualquier material flotante como se puede ver en la Figura 16 y 17.

Figura 16

Tanque de carga



Nota. Se puede observar el tanque de carga en estado actual posterior al canal de conducción. Elaborado por: Los autores.

Figura 17

Desgaste en la infraestructura del tanque



Nota. Se puede notar en la imagen el arrastre de sedimentos que ha taponado el tanque de carga debido a una inadecuada obra de captación. Elaborado por: Los autores.

El diseño consta de un tanque de sección rectangular con obras secundarias de protección, el cual permite asegurar la carga o nivel de agua para luego ser conducido por una tubería hacia la turbina Francis en la casa de máquinas.

La tubería a presión que conduce el caudal desde el tanque de carga hacia la casa de máquinas se encuentra enterrada como se observa en la Figura 18, realizar un análisis técnico de la tubería se dificulta, teniendo en cuenta los años que se encuentra sin uso ni mantenimiento se

podría decir que es necesario cambiar la tubería realizando un análisis técnico- económico el cual determine el diámetro óptimo.

Figura 18

Tubería actual de presión



Elaborado por: Los autores

Se sugiere extraer de la tubería para analizar con detalle el estado actual y determinar si es factible conservarla lo que reduciría costos en el proyecto.

5.2. Parámetros para el diseño de las obras civiles

5.2.1. Coeficiente de rugosidad de Manning para el sitio de captación en el río San José

El coeficiente Manning representa la rugosidad del río en el punto de estudio, el coeficiente es utilizado para determinar la resistencia del flujo en el canal, existen varios factores que afectan el cálculo del mismo (Chow, 1994), el coeficiente de rugosidad se definirá para el fondo del cauce en el sitio de captación.

El método que se usa para el cálculo esta propuesta por Cowan (Chow, 1994) , que proponen la siguiente ecuación:

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3) m_5$$

Donde:

n_0 = Valor básico para un canal recto, uniforme y liso en los materiales involucrados

n_1 = Valor para corregir el efecto de rugosidades superficiales

n_2 = Valor que considera variaciones en forma y tamaño transversal del canal

n_3 = Valor para considerar las obstrucciones

n_4 = Valor que considera vegetación y condiciones de flujo

m_5 = Factor de corrección efectos por meandros en el canal

Para la selección de valores en el cálculo del coeficiente de rugosidad se muestra la Tabla 24.

Tabla 24

Valores para el cálculo del coeficiente de rugosidad

Condiciones del canal		Valores	
Material involucrado	Tierra	n_0	0.020
	Corte en roca		0.025
	Grava fina		0.024
	Grava gruesa		0.028
Grado de irregularidad	Suave	n_1	0.000
	Menor		0.005
	Moderado		0.010
	Severo		0.020
Variaciones de la sección transversal	Gradual	n_2	0.000
	Ocasionalmente alternante		0.005
	Frecuentemente alternante		0.010-0.015
Efecto relativo de las obstrucciones	Insignificante	n_3	0.000
	Menor		0.010-0.015
	Apreciable		0.020-0.030
	Severo		0.040-0.060
Vegetación	Baja	n_4	0.005-0.010
	Media		0.010-0.025
	Alta		0.025-0.050
	Muy alta		0.050-0.100
Grado de los efectos por meandros	Menor	m_5	1.000
	Apreciable		1.150
	Severo		1.300

Fuente: (Chow,1994)

a) Cálculo del coeficiente n en el fondo del cauce del río San José

Figura 19

Fondo del cauce del río San José en Ayora



Elaborado por: Los autores

En la Figura 19 se puede observar que hay presencia de rocas que han sido arrastradas por el flujo en el cauce, en la Tabla 25 el valor de los coeficientes de rugosidad.

Tabla 25

Rugosidad de Manning en el fondo del cauce

Rugosidad de Manning			
n	Efecto considerado	Descripción	Valor
n0	Material involucrado	Grava Gruesa	0,028
n1	Grado de irregularidad	Moderado	0,010
n2	Variación de la sección transversal	Ocasionalmente	0,005
n3	Efecto relativo de las obstrucciones	Apreciable	0,025
n4	Vegetación	Baja	0,005
m5	Grado de efectos por meandros	Apreciable	1,15

Elaborado por: Los autores

$$n = (0.028 + 0.005 + 0.005 + 0.025 + 0.005) * 1.15$$

$$n = 0.07$$

5.3.Obras de Derivación

5.3.1. Perfil hidrodinámico USBR

5.3.1.1. Consideraciones de diseño para el perfil hidrodinámico USBR

- a) En el diseño del perfil hidrodinámico USBR desde el punto de vista mecánico esta es una presa de hormigón que debe satisfacer condiciones de estabilidad y resistencia, por lo que se genera un perfil trapezoidal cóncavo en su parte superior para que el paso de agua sea fácil, en el caso de que al pie del vertedero se presente un resalto desplazado que no es admisible es necesario incluir una obra de disipación al fin de evitar el desplazamiento del resalto hidráulico.
- b) En el diseño geométrico de la presa de hormigón se utiliza 2/3 del caudal de diseño con un periodo de retorno de 30 años, para optimizar el funcionamiento de la estructura, disminuir costos en el material al momento de la construcción, aprovechando la capacidad de resistencia a tracción del hormigón en la estructura de vertido.
- c) En el perfil hidrodinámico USBR se minimiza la separación de la lámina de agua en el contacto con el vertedero cuando pasa el caudal de diseño la presión es igual a la atmosférica denominando presa sin vacíos y sin presión excedente, generando estabilidad.
- d) El perfil hidrodinámico USBR se caracteriza por tener una curvatura ligeramente cóncavo aguas arriba y aguas abajo el paramento se une con la base con una curvatura ligeramente convexa.

- e) Para graficar el perfil del vertedero cuenta con una ecuación propuesta por el texto “Small Dams” (Bureau of Reclamation , 1987), que permite obtener coordenadas para el diseño geométrico.

$$\frac{Y}{H_o} = -K \left(\frac{X}{H_o} \right)^n$$

Donde:

X = coordenadas en el eje de las abscisas del perfil hidrodinámico USBR (m).

Y = coordenadas en el eje de las ordenadas para el perfil hidrodinámico USBR (m).

Ho = carga total sobre el vertedero (carga producida por la lámina de agua y carga producida por la velocidad de acercamiento al vertedero) (m).

n, k = constantes que dependen de la inclinación aguas arriba y de la velocidad de acercamiento.

- f) Para el cálculo de la carga generada por la lámina de agua sobre la cresta del vertedero se utiliza la ecuación general de vertedero (Sotelo, 1994).

$$Qdis = C_o * B_{rio} * Ho^{3/2}$$

Donde:

Qdis = caudal de diseño para del vertedero (m³/s).

Co = coeficiente de descarga del vertedero.

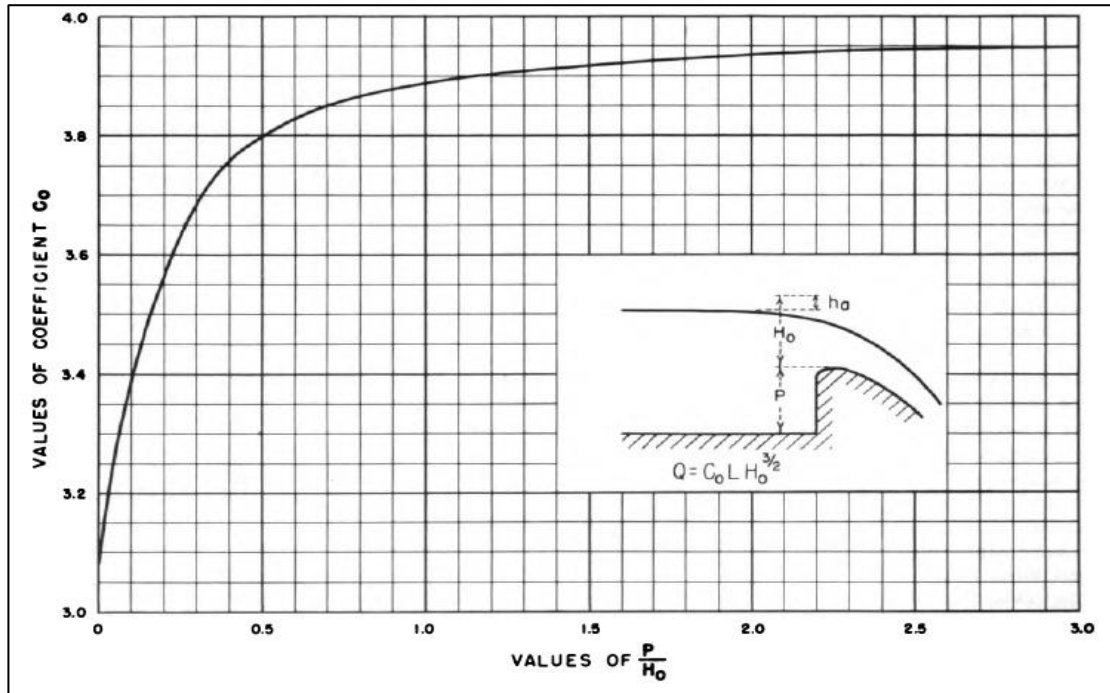
Brío = longitud el vertedero (m).

Ho = carga total sobre la cresta del vertedero (m).

- g) El coeficiente de descarga se lo puede obtener a través de la Figura 20 propuesta por (Bureau of Reclamation , 1987), en la cual se debe ingresar con la relación P/Ho que es paramento aguas arriba P y la carga total incluida la carga generada por la velocidad Ho.

Figura 20

Coeficiente de descarga C_o

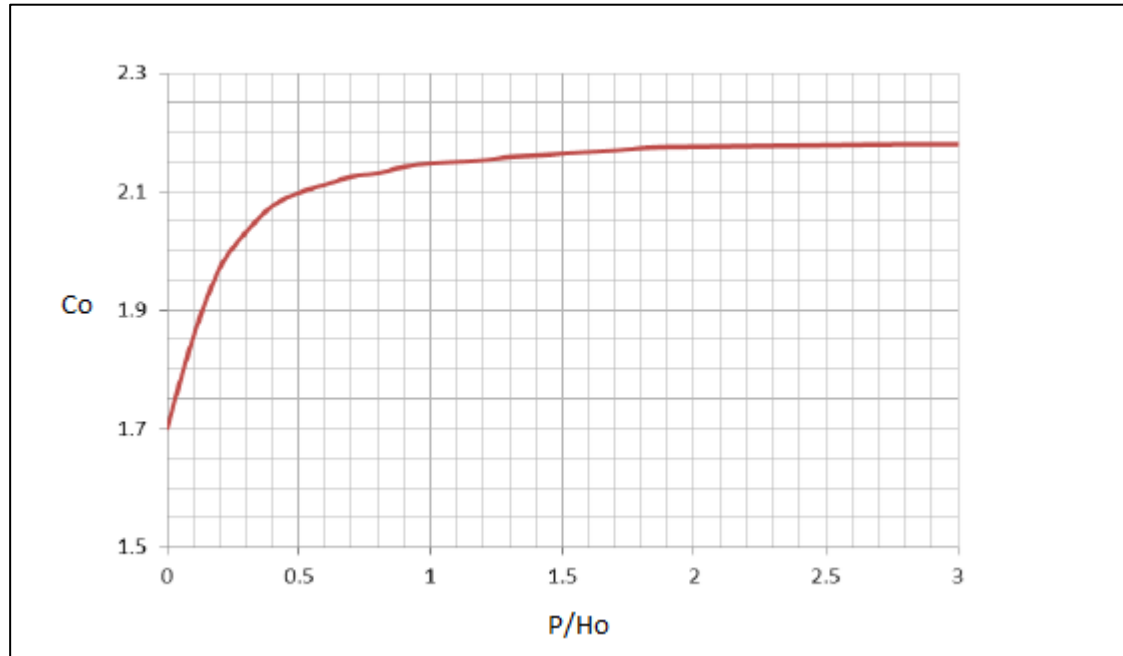


Fuente : (Bureau of Reclamation , 1987)- Discharge coefficients for vertical-faced ogee crest, pg. 370

- h) En gráfica presentada anteriormente el coeficiente de descarga C_o , presentan unidades inglesas ($\text{ft}^{1/2}/\text{s}$) por lo que es necesario realizar una conversión a unidades del sistema internacional (SI) (Heredia & Andrade, 2013), como se indica en la Figura 21.

Figura 21

Coeficiente de descarga C_o en el Sistema Internacional

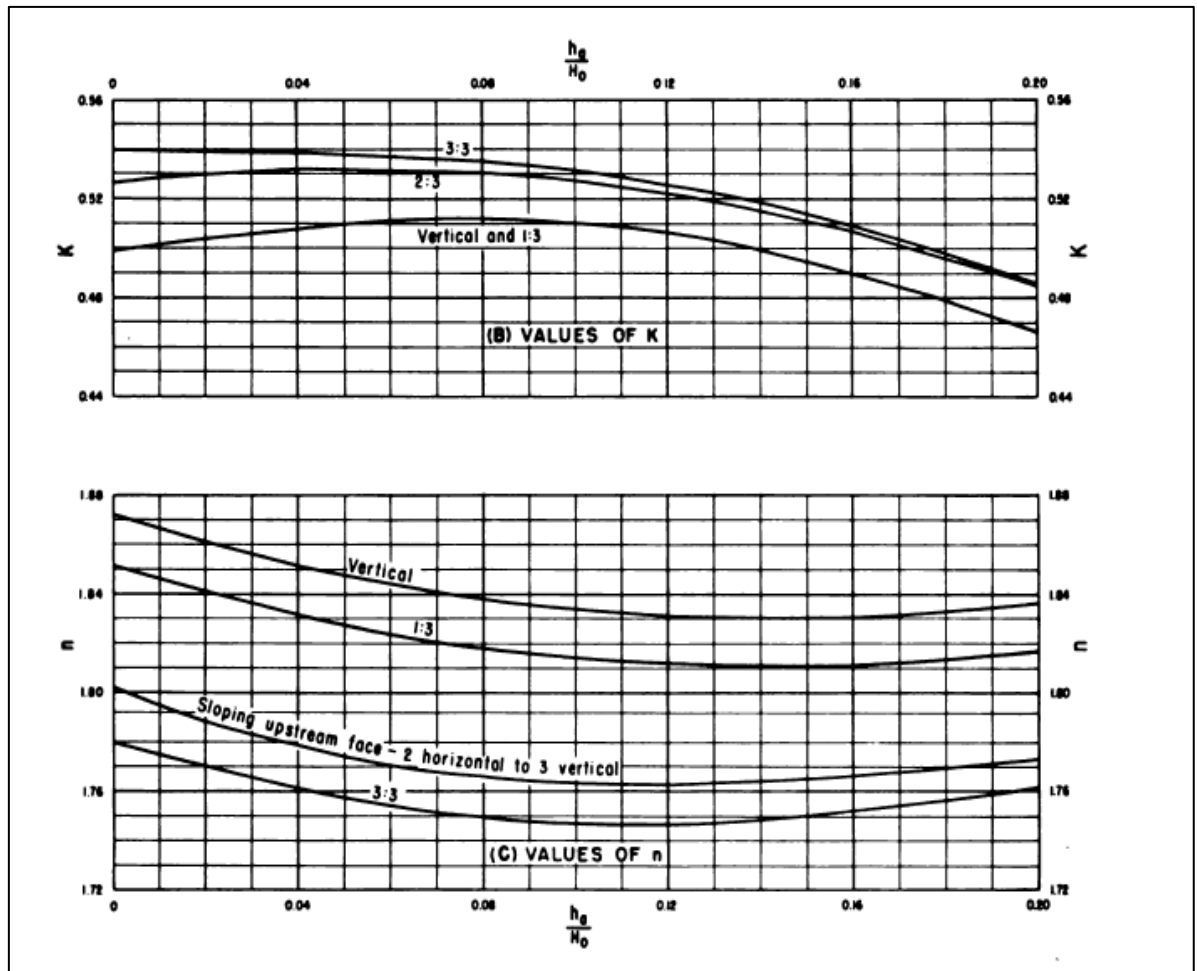


Fuente: (Heredia & Andrade, 2013)

- i) El valor de las constantes n y k para la ecuación que gráfica el perfil hidrodinámico USBR son obtenidos de las Figura 22, se ingresan con la relación h_o/H_o , la carga generada por la velocidad de acercamiento y la carga total sobre el vertedero (Bureau of Reclamation , 1987)- Factors for definition of nappe-shaped crest profiles.

Figura 22

Constantes n y k de la ecuación para graficar el perfil creager

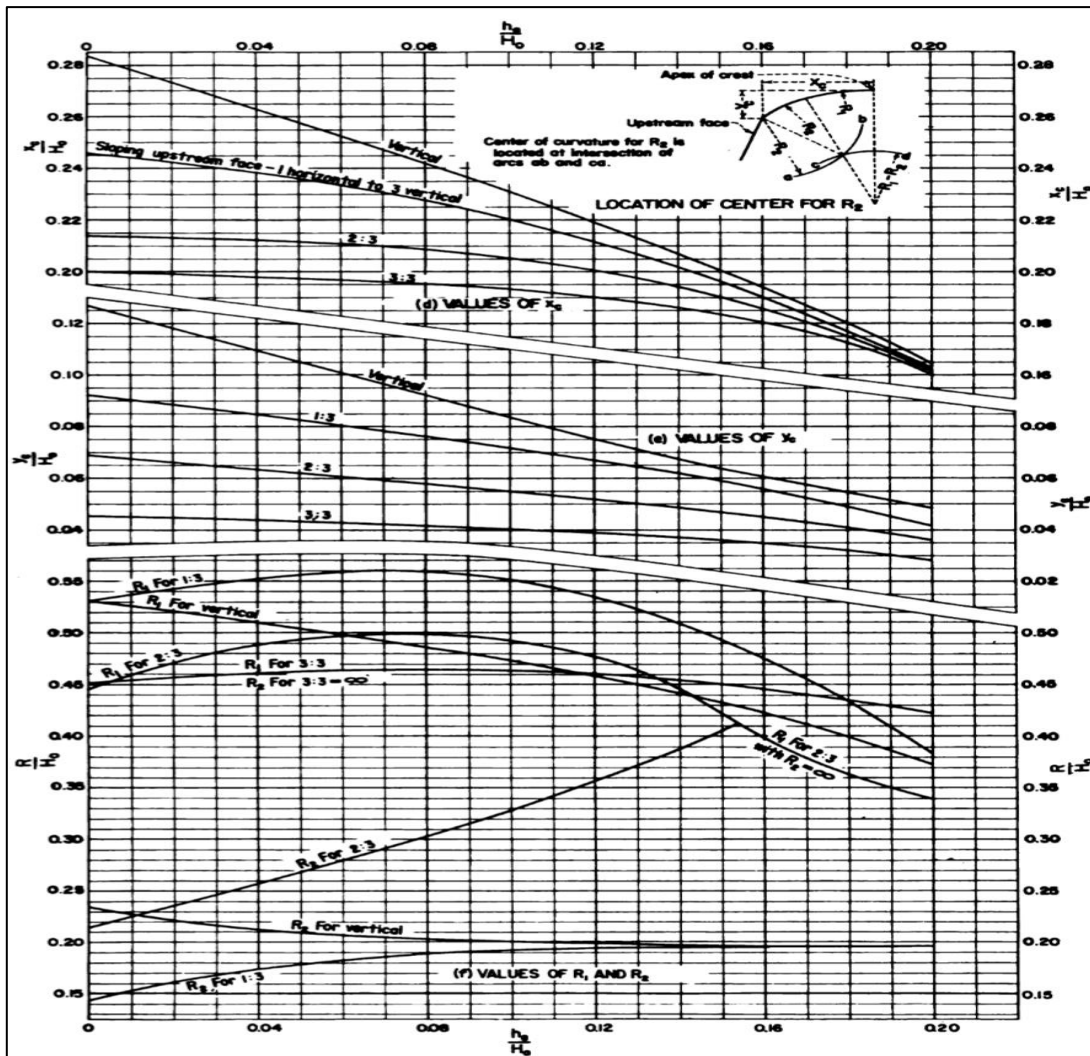


Fuente : (Bureau of Reclamation , 1987)- Factors for definition of nappe-shaped crest profiles, pg 366

- j) Para determinar curvatura en la cresta del vertedero aguas arriba es necesario obtener las distancias X_c y Y_c , así como también los radios R_1 y R_2 , también se debe ingresar en la Figura 23 con la relación h_o/H_o y la inclinación del paramento. (Bureau of Reclamation , 1987).

Figura 23

Constantes para la curvatura en la cresta del vertedero



Fuente : (Bureau of Reclamation , 1987)- Factors for definition of nappe-shaped crest profiles, pg 367

- k) Al pie del vertedero se presenta una curvatura que enlaza el paramento aguas abajo con el fondo del cauce, esta curvatura tiene un radio R y se calcula con la siguiente fórmula dada por (Bureau of Reclamation , 1987).

$$R = 10^{(Vc+6.4Ho+16)/(3.6Ho+54)}$$

Donde:

Vc= velocidad contraída al pie del vertedero (m/s).

Ho= carga producida por la lámina de agua que pasa sobre el vertedero (m).

- l) Para determinar la longitud mínima del vertedero, se encuentra la relación La/P, que depende del tipo de suelo, La es la longitud mínima de la presa vertedero y P es la altura del paramento aguas arriba, se utilizan los criterios de (Krochin, 1986), en el libro diseño hidráulico que se encuentra en la Tabla 26.

Tabla 26

Valores de la relación La/P para diferentes materiales en el cauce

Material del cauce	Relación La/P
Arcilla	2,75 a 3,00
Franco arcilloso	2,50 a 2,75
Limo y arena	2,25 a 2,50
Grava y canto rodado	2,00 a 2,25

Fuente: (Krochin, 1986)

- m) El elemento más utilizado en la base de la presa vertedero es el dentellón, se ubica al pie del paramento agua arriba y mejora el empotramiento de la presa en el macizo de cimentación.

$$h_{dent} = (0.05 - 0.1) H_p$$

Donde:

hdent = Altura del dentellón (m).

h_p = Altura de la presa vertedero (m).

5.3.1.2. Dimensionamiento del perfil hidrodinámico USBR

Para el dimensionamiento del perfil hidrodinámico USBR es necesario el caudal de diseño, el ancho del vertedero que a su vez es el ancho del río San José en la captación, lo que se resume en la Tabla 27.

Tabla 27

Parámetros para el diseño del perfil hidrodinámico USBR

Datos	Descripción	Valor	Unidad
Sección transversal del río	Brio	15	m
Pendiente del río en el sitio de captación	i	4,6	%
Coeficiente de Manning para la sección del río	n	0,07	
Caudal máximo	Qmax.	393.22	m ³ /s

Elaborado por: Los autores

Para el diseño se utiliza los 2/3 del caudal máximo del río San José en el sitio de captación para un periodo de retorno de 30 años, así se optimiza el funcionamiento de la estructura por lo tanto se reduce los costos del material al momento de la construcción.

$$Q_{dis} = \frac{2}{3} Q_{max}$$

$$Q_{dis} = \frac{2}{3} (393.22 \text{ m}^3/\text{s})$$

$$Q_{dis} = 262.15 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$q_{dis} = \frac{Q_{dis}}{B_{rio}}$$

$$q_{dis} = \frac{262.15 \text{ m}^3/\text{s}}{15\text{m}}$$

$$q_{dis} = 17.48 \text{ m}^2/\text{s}$$

Para dibujar la geometría de la presa vertedero se lo realiza mediante la ecuación que determina el perfil hidrodinámico USBR:

$$\frac{Y}{H_o} = -K \left(\frac{X}{H_o} \right)^n$$

Para el cálculo de la carga generada por el agua sobre la cresta del vertedero se utiliza la siguiente ecuación descrita en consideraciones de diseño.

$$Qdis = C_o * B_{rio} * H_o^{3/2}$$

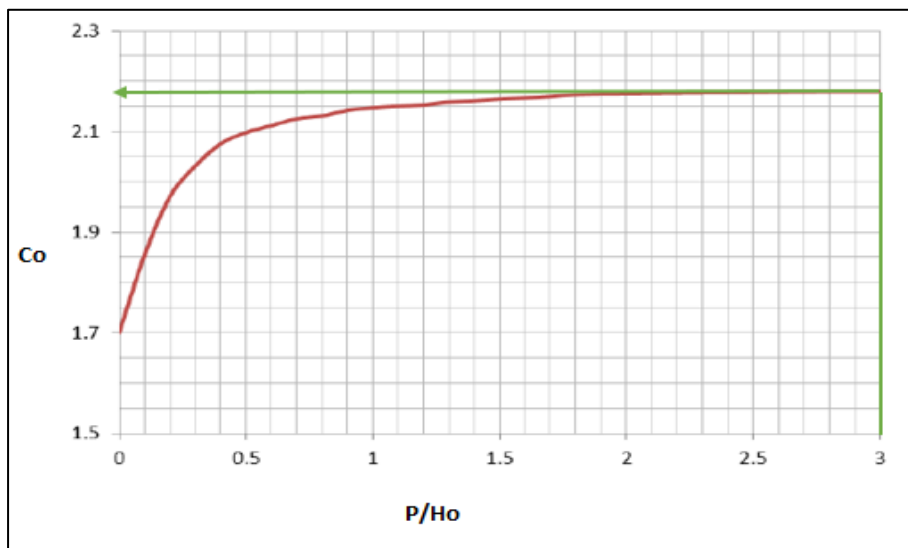
$$qdis = \frac{Qdis}{B_{rio}}$$

$$qdis = C_o * H_o^{3/2}$$

Para aplicar la ecuación de vertedero es necesario el coeficiente de descarga ya que el caudal unitario está en función del caudal de diseño y el ancho del río, el C_o para la primera iteración se asume el valor máximo entre P/H_o como se puede observar en la Figura 24, generando un valor de 2,17.

Figura 24

Coeficiente de descarga en el sistema internacional (C_o)



Elaborado por: Los autores

$$q_{dis} = C_o * H_o^{3/2}$$

$$17.48 = 2.17 * H_o^{3/2}$$

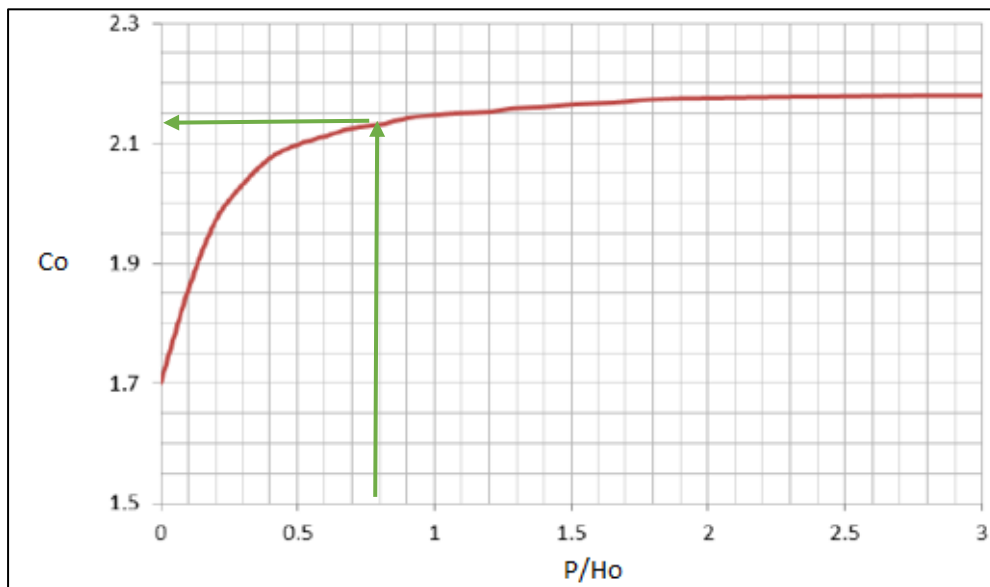
$$H_o = 4.02 \text{ m}$$

Con el objetivo de ajustar el valor del coeficiente de descarga, se ingresa con la relación entre la altura del vertedero P y el valor de la carga de agua total sobre el vertedero se hace uso de la Figura 25 del (Bureau of Reclamation , 1987).

$$\frac{P}{H_o} = \frac{3}{4.02} = 0.8$$

Figura 25

Coeficiente de descarga



Elaborado por: Los autores

Con el valor del coeficiente de descarga $C_o = 2.14$ reajustado, se calcula la carga total sobre el vertedero y la carga generada por la velocidad.

$$q_{dis} = C_o * H_o^{3/2}$$

$$17.48 = 2.14 * Ho^{3/2}$$

$$Ho = 4.07 \text{ m}$$

$$Ho = H + \frac{vdis^2}{2g}$$

$$vdis = \frac{Qdis}{Ario} = \frac{Qdis}{Brio * H}$$

$$Ho = H + \frac{(\frac{Qdis}{Brio * H})^2}{2g}$$

$$4.07 = H + \frac{(\frac{262.15}{15 * (H + 3)})^2}{2(9.81)}$$

$$H = 3.73 \text{ m}$$

$$ho = \frac{vdis^2}{2g}$$

$$ho = \frac{(\frac{Qdis}{Brio * H})^2}{2g}$$

$$ho = \frac{(\frac{262.15}{15 * (3.73 + 3)})^2}{2 * 9.81}$$

$$ho = 0.34 \text{ m}$$

La relación entre ho/Ho, sirve para graficar el perfil hidrodinámico USBR, ya que se obtienen los valores de los parámetros n y K con la Figura 26 del (Bureau of Reclamation , 1987).

$$\frac{Y}{Ho} = -K \left(\frac{X}{Ho} \right)^n$$

Para ingresar en las gráficas es necesario calcular la relación ho/Ho:

$$\frac{ho}{Ho} = \frac{\frac{(\frac{Qdis}{Brio * H})^2}{2g}}{Ho}$$

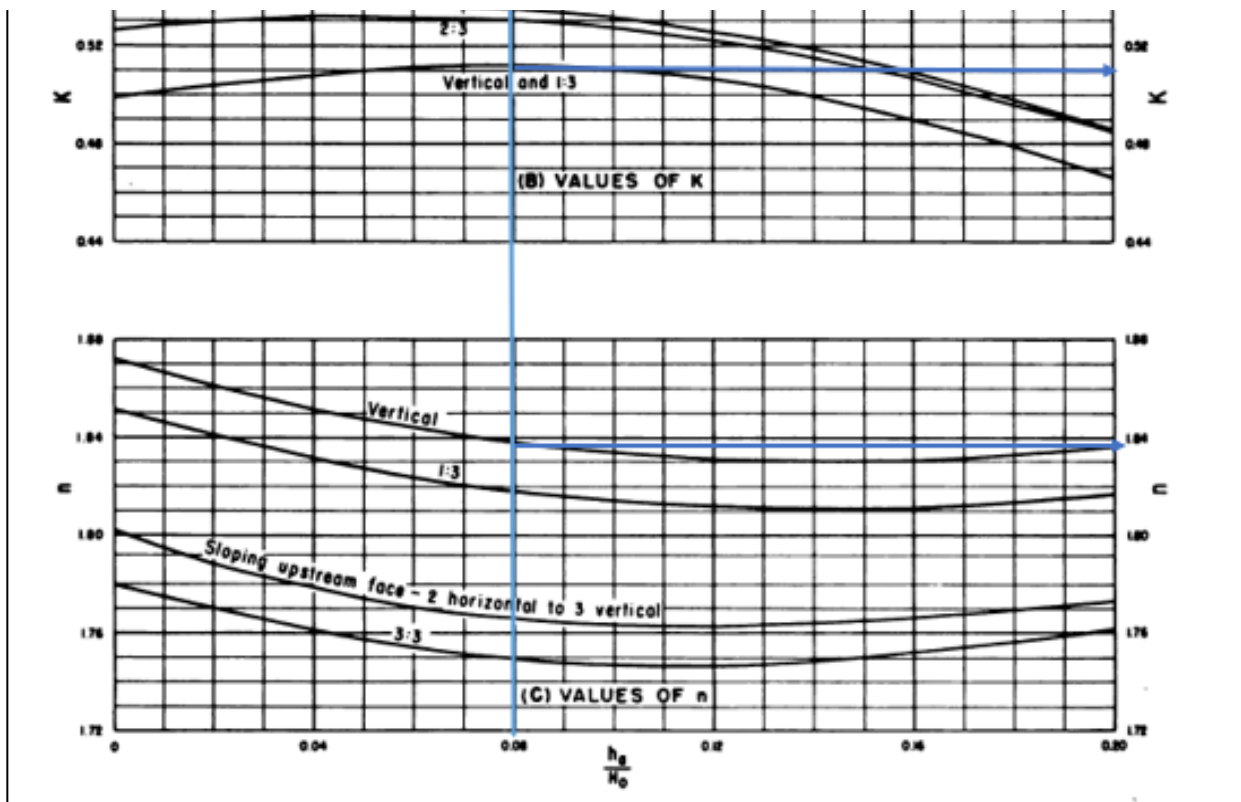
$$\frac{h_o}{H_o} = \frac{0.34}{4.07}$$

$$\frac{h_o}{H_o} = 0.08$$

El perfil hidrodinámico USBR será de un paramento vertical como se puede ver en la Figura 27, cortara a este paramento para encontrar los radios y distancias que ayudan a graficar la curvatura en la cresta del vertedero (Bureau of Reclamation , 1987), el resumen de resultados se encuentran en la Tabla 28.

Figura 26

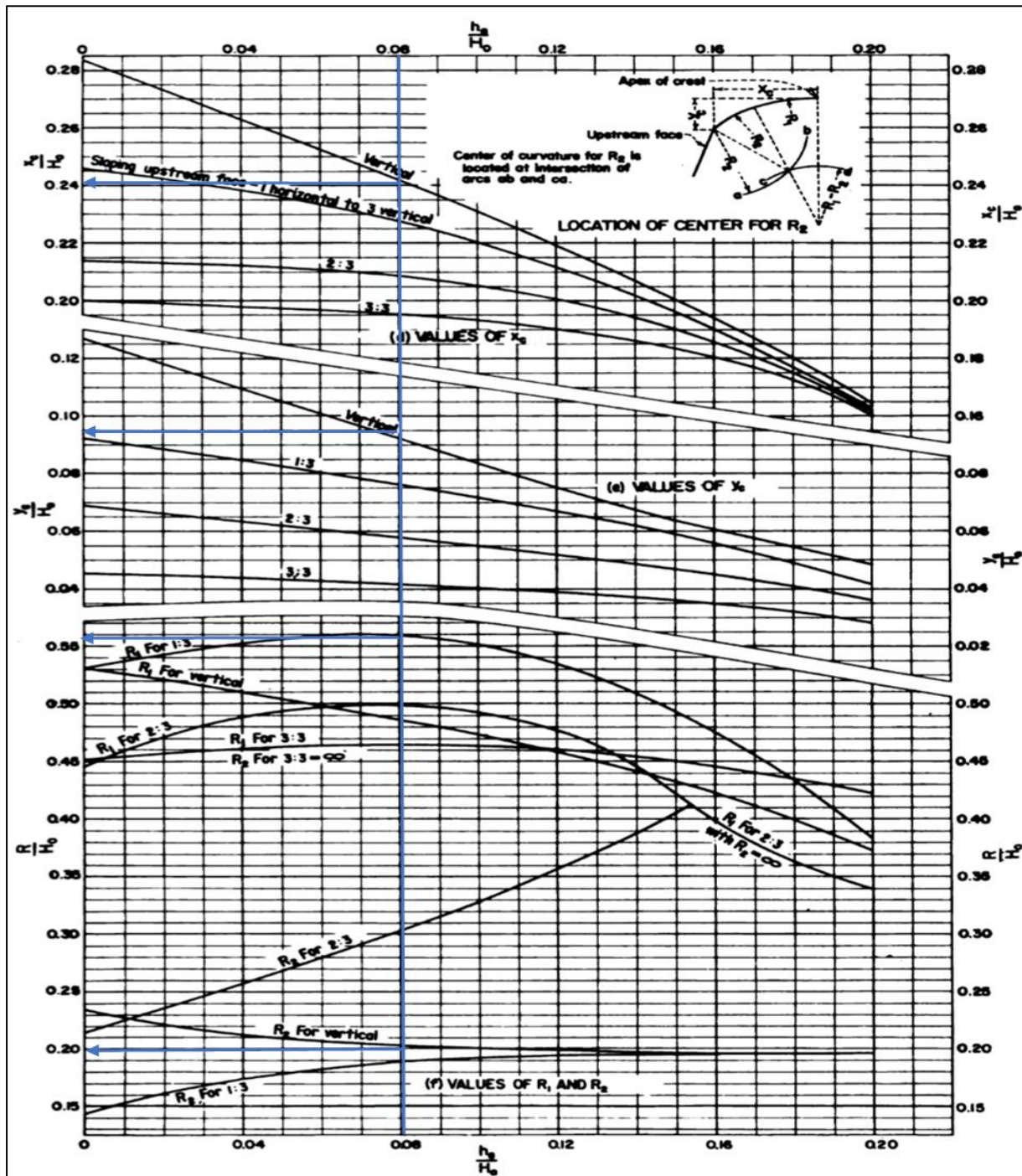
Gráfica de valores n y k para crestas de vertederos con pared vertical



Fuente : (Bureau of Reclamation , 1987)- Factors for definition of nappe-shaped crest profiles, pg 366)

Figura 27

Valores de los radios R_1 y R_2 y distancias para la obtención de la curvatura del vertedero



Fuente : (Bureau of Reclamation , 1987) -Factors for definition of nappe-shaped crest profiles, pg 367)

Tabla 28

Parámetros para graficar el perfil hidrodinámico USBR

Kvertedero	0,51
nvertedero	1,837
Xc	0,24
Yc	0,095
R1	0,56
R2	0,2

Elaborado por: Los autores

Para graficar el perfil hidrodinámico USBR, se reemplaza los valores de los factores $n_{vertedero}$ y $K_{vertedero}$ y la carga total sobre el vertedero H_o antes calculada en la ecuación para determinar el perfil se realiza con un incremento de 0.2 en la abscisa, como se observa en la Tabla 29 y Figura 28.

$$\frac{Y}{H_o} = -K_{vertedero} \left(\frac{X}{H_o} \right)^{n_{vertedero}}$$

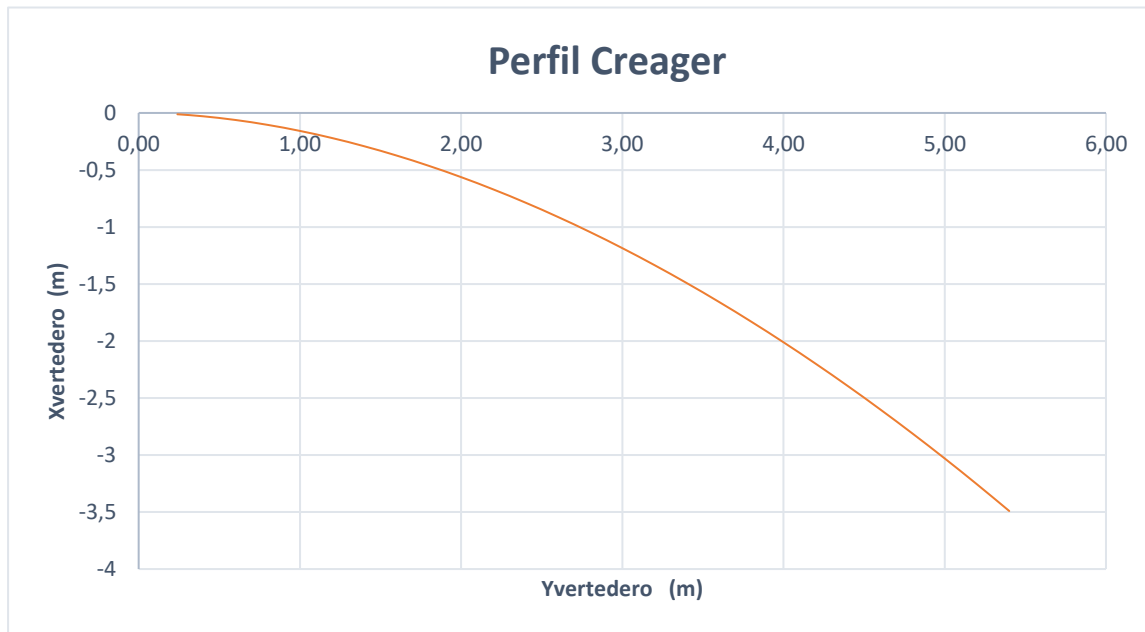
Tabla 29*Coordenadas del perfil del vertedero tipo creager*

Coordenadas del perfil creager	
Xvertedero	Yvertedero
0,24	-0,01
0,40	-0,03
0,60	-0,06
0,80	-0,10
1,00	-0,16
1,20	-0,22
1,40	-0,29
1,60	-0,37
1,80	-0,46
2,00	-0,56
2,20	-0,67
2,40	-0,79
2,60	-0,91
2,80	-1,04
3,00	-1,19
3,20	-1,33
3,40	-1,49
3,60	-1,66
3,80	-1,83
4,00	-2,01
4,20	-2,20
4,40	-2,40
4,60	-2,60
4,80	-2,81
5,00	-3,03
5,20	-3,26
5,40	-3,49
5,60	-3,73
5,80	-3,98
6,00	-4,24

Elaborado por: Los autores

Figura 28

Perfil hidrodinámico USBR

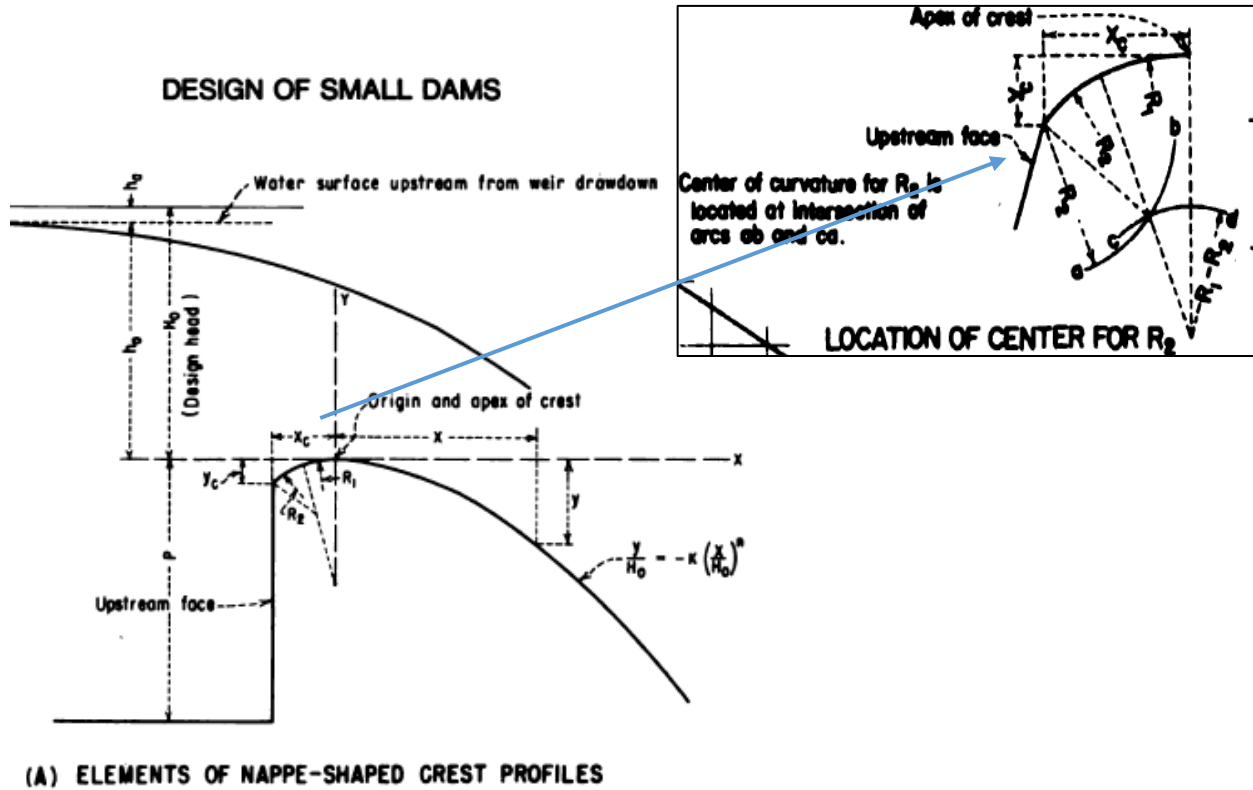


Elaborado por: Los autores

El perfil hidrodinámico USBR se caracteriza por tener una curvatura aguas arriba en la cresta, esta curvatura no genera la ecuación, para lo cual se debe encontrar los valores que se indica en la Figura 29, en el (Bureau of Reclamation , 1987)- Desing of small dams, propone gráficas para determinar los valores de los radios R_1 , R_2 y las distancias X_C , Y_C .

Figura 29

Parámetros en la cresta del vertedero tipo creager



Fuente : (Bureau of Reclamation , 1987)- Desing of small dams, pg 366)

También para determinar la curvatura en la cresta del vertedero aguas arriba en necesario determinar los valores de radios R_1 y R_2 y las distancias X_c y Y_c , con los gráficos de (Bureau of Reclamation , 1987), los resultados se resumen en la Tabla 30.

Tabla 30

Factores para determinar la curva en la cresta del vertedero

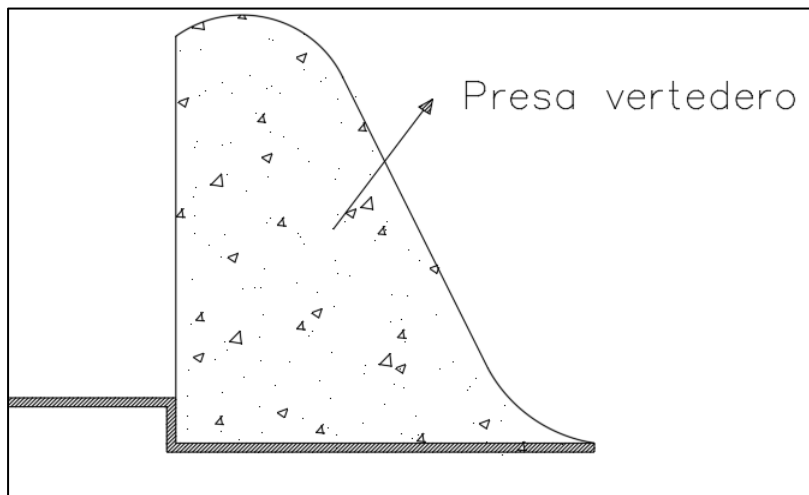
Parámetros para determinar la curvatura del perfil hidrodinámico USBR	Símbolo	Cantidad	Unidad
Valor de R1	R1	0,56	m
Valor de R2	R2	0,20	m
Valor de Xc	Xc	0,24	m
Valor de Yc	Yc	0,10	m
Arco a-b (R2)	Aab	0,20	m
Arco c-d (R1-R2)	Acd	0,36	m

Elaborado por: Los autores

Con los valores descritos anteriormente se puede realizar la Figura 30 del perfil hidrodinámico USBR que tienen la siguiente forma:

Figura 30

Perfil hidrodinámico USBR



Elaborado por: Los autores

El vertedero está compuesto por una curvatura aguas abajo que se enlaza con el fondo del cauce a través de una curva circular de radio R la fórmula.

$$R = 10^{(Vc+6.4Ho+16)/(3.6Ho+64)}$$

Donde:

Vc= Velocidad contraída (m/s).

La velocidad contraída (Vc) es la velocidad al pie del vertedero aguas abajo, se denomina velocidad contraída por que incrementa la velocidad del caudal al momento de la caída, por lo tanto, al incremento de velocidad el calado disminuye lo que se refiere es que se considera flujo supercrítico al pie del vertedero, para lo cual se utiliza la ley de conservación de energía para calcular dicha velocidad (OLADE , 1981).

Se asume un 10 % de pérdidas por fricción con el material del cual está construida la presa vertedero.

$$P + H + \frac{v1^2}{2g} = hc + (perd\ carg * \frac{vc^2}{2g})$$

Donde:

P= altura del paramento (m).

H= lámina de agua (m).

v= velocidad de acercamiento (m/s).

hc= altura contraída aguas abajo(m).

vc= velocidad contraída (m/s).

g= aceleración de la gravedad (m/s²).

En la fórmula de la ley de conservación considera parámetros aguas arriba y aguas abajo del vertedero como son pérdidas de carga hasta el punto de la contracción y la velocidad en función del caudal de diseño (Penche, 1998).

$E \text{ aguas arriba} = E \text{ aguas abajo}$

$$P + H + h_o = h_c + (1.1 * \frac{(\frac{Q_{dis}}{B_{rio} * h_c})^2}{2g})$$

$$3 + 3.73 + 0.34 = h_c + (1.1 * \frac{(\frac{262.15}{15 * h_c})^2}{2 * 9.81})$$

$$h_c = 1.56 \text{ m}$$

$$v_c = \frac{Q_{dis}}{B_{rio} * h_c}$$

$$v_c = \frac{262.15}{15 * 1.56}$$

$$v_c = 11.2 \text{ m/s}$$

$$v_c = 36.7 \text{ ft /s}$$

Se realiza la sustitución de valores en la ecuación de radio de curvatura aguas abajo.

$$R = 10^{(V_c + 6.4H_o + 16)/(3.6H_o + 54)}$$

$$R = 10^{(36.7 + 6.4(\frac{3.73}{0.3048}) + 16)/(3.6(\frac{3.73}{0.3048}) + 54)}$$

$$R = 11.68 \text{ ft}$$

$$R = 3.6 \text{ m}$$

Para encontrar la longitud mínima del vertedero, la relación La/P explicada anteriormente en consideraciones se asume canto rodado con grava igual a 2.00, recomendados por (Krochin, 1986), en su libro de diseño hidráulico.

$$\frac{La}{P} = 2.00$$

$$La = 2.00 * P$$

Remplazando valores:

$$La = 2.00 * 3 \text{ m}$$

$$La = 6m$$

5.3.2. *Rejilla de entrada*

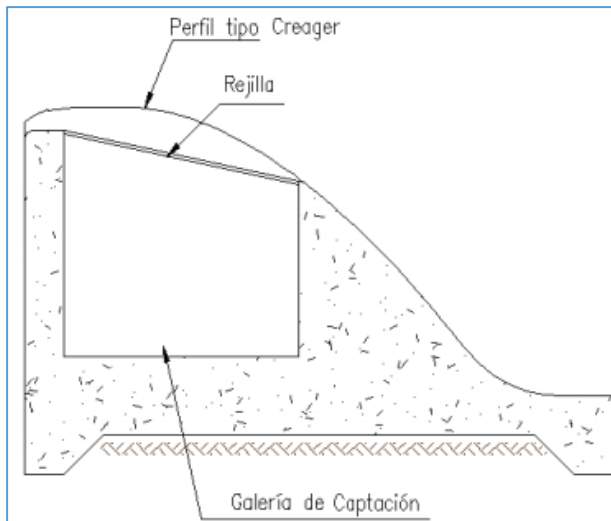
5.3.2.1. Consideraciones de diseño para la rejilla de fondo

- a) Para el caso de la mini central hidroeléctrica en San José de Ayora se propone el diseño de una rejilla de fondo por la geometría del terreno, en el sitio de captación los márgenes del río no son rectos tienen curvatura por lo que existe socavación, una rejilla de toma lateral no es viable.
- b) El caudal de los ríos de montaña es captado por un orificio, ya que estos ríos suelen tener grandes pendientes generando el arrastre de material sólido (Penche, 1998).
- c) El sitio de captación de preferencia debe estar en un tramo recto para uniformizar el caudal que pasa por el orificio y por mayor facilidad de captación (OLADE , 1981).
- d) El orificio es una estructura compuesta por barrotes paralelos al flujo llamada rejilla de fondo, la cual impide el paso de materiales de gran tamaño a la conducción, en especial cuando existan crecidas provocadas por las precipitaciones de corta duración en el río (Krochin, 1986).
- e) El lugar donde se ubica la rejilla de fondo, debe estar junto a la margen del río por donde continua el flujo a las siguientes estructuras.
- f) El perfil hidrodinámico USBR debe ser suficientemente alto para contener la galería, bajo la rejilla de fondo que conducirá el caudal hacia la margen donde continúa la conducción hacia el canal.
- g) La rejilla de fondo debe tener una altura conveniente desde el lecho del río para que no pueda sobrepasar materiales pétreos (Krochin, 1986).
- h) La rejilla de fondo debe estar firme y asegurada al perfil hidrodinámico USBR.

- i) La rejilla de fondo se coloca junto a la margen lateral del río el cual permite el paso de caudales de crecida, captando el caudal requerido y dejando el paso por el vertedero el excedente en dirección del flujo natural (Penche, 1998).
- j) Para el diseño de la rejilla de fondo se recomienda usar un ángulo de inclinación de 5° a 35° aguas abajo, que permita que materiales sólidos transiten sobre ella, el agua que ingresa a través de la rejilla cae sobre la galería que conduce el agua hacia la siguiente estructura que es el desrapiador (Krochin, 1986).
- k) Para la rejilla de fondo no es recomendable usar barrotes de secciones circulares ya que dificulta su limpieza y padecen mayor deterioro, el espaciado entre ellos no debe ser mayor a 20 cm para evitar el ingreso de material flotante (OLADE , 1981).
- l) La rejilla de fondo debe tener una altura mínima de 60 a 80 cm sobre el fondo del cauce (Krochin, 1986).
- m) La rejilla de fondo permite la captación de caudales pequeños garantizando el transporte del líquido necesario, el problema que existe en este tipo de estructuras es que no se puede controlar con exactitud el caudal que ingresa, por lo que para el diseño se tomara un caudal mayorado en un 20% (OLADE , 1981).
- n) La Figura 31 se presenta un esquema perfil hidrodinámico USBR con una captación de rejilla de fondo.

Figura 31

Presa vertedero con captación de una rejilla de fondo



Fuente: Hidalgo X, Diseño Hidráulico

5.3.2.2. Dimensionamiento de la rejilla de fondo

Para el diseño de la rejilla de fondo se debe considerar los siguientes parámetros que se resumen en la Tabla 31 del río San José en Ayora en el sitio de captación.

Tabla 31

Parámetros para el diseño de la rejilla de fondo

Datos	Descripción	Valor	Unidad
Sección transversal del río San José	Brío	15	m
Pendiente del río en el sito de captación	ir	4,6	%
Coeficiente de Manning para la sección del río	n	0,07	
Caudal de captación del río San José	Qcap	0,50	m ³ /s
Caudal de diseño +20%	Qdis	0,60	m ³ /s

Elaborado por: Los autores

El caudal de diseño para el dimensionamiento de la rejilla de fondo como se mencionó en las consideraciones anteriormente expuestas se debe mayorar un 20%.

$$Q_{dis-rej} = Q_{dis} * 1.2$$

$$Q_{dis-rej} = 0.5 * 1.2$$

$$Q_{dis-rej} = 0.6 \text{ m}^3/\text{s}$$

Una vez encontrado el caudal de diseño para la rejilla de fondo se procede a calcular la altura H_{rj} , producida por el caudal aguas arriba, con la ecuación del vertedero, despreciando la carga producida por la velocidad de acercamiento (Ortiz, 2011).

$$Q_{dis-rj} = \varepsilon_{rj} * C_{descarga} * L_{rj} * H_{rj}^{3/2}$$

Donde:

Q_{dis-rj} = caudal de diseño para la rejilla de fondo (m^3/s).

ε_{rj} = coeficiente de reducción

$C_{descarga}$ = coeficiente de un vertedero de pared delgada sin contracciones laterales.

L_{rj} = longitud de la rejilla (m).

El coeficiente de reducción ε_{rj} depende de la relación e_{cresta}/h_{cresta} , válida para relaciones con un valor de $\frac{e_{cresta}}{h_{cresta}} = 3$, se considera una relación de $\frac{e_{cresta}}{h_{cresta}} = 2$, según la ecuación (Sotelo, 1994).

$$\varepsilon_{rj} = 0,7 + \frac{0,185}{e_{cresta}/h_{cresta}}$$

$$\varepsilon_{rj} = 0,7 + \frac{0,185}{2}$$

$$\varepsilon_{rj} = 0.79$$

El coeficiente de descarga del vertedero $C_{descarga}$ es igual 2.2 es válido para descarga del vertedero a superficie libre (Krochin, 1986).

Para el cálculo de la carga sobre el perfil hidrodinámico USBR H_{rj} se emplea la ecuación de Bazin asumiendo la longitud de rejilla L_{rj} de 5 m.

$$Q_{dis-rj} = \varepsilon_{rj} * C_{descarga} * L_{rj} * H_{rj}^{3/2}$$

$$H_{rj} = \left(\frac{Q_{dis-rj}}{\varepsilon_{rj} * C_{rj} * L_{rj}} \right)^{2/3}$$

$$H_{rj} = \left(\frac{0.6}{0.79 * 2.2 * 5} \right)^{2/3}$$

$$H_{rj} = 0.17m$$

La altura mínima de agua que pasa por la rejilla en épocas de estiaje, esta altura considera la carga por velocidad de acercamiento agua arriba, se calcula utilizando la ecuación de flujo constante (OLADE , 1981).

$$v_{rj} = \frac{Q_{dis-rj}}{H_{rj} * B_{rio}}$$

$$v_{rj} = \frac{0.6}{0.17 * 15}$$

$$v_{rj} = 0.24 \text{ m/s}$$

Con la velocidad aguas arriba del vertedero se calcula la carga mínima sobre la rejilla.

$$H_{o-rj} = H_{rj} + \frac{v_{rj}^2}{2g}$$

$$H_{o-rj} = 0.17 + \frac{0.24^2}{2 * 9.81}$$

$$H_{o-rj} = 0.17m$$

La entrada del caudal a la rejilla se produce con calado crítico según (Ortiz, 2011), para la cual se emplea la siguiente expresión

$$h_{cr-rj} = \frac{2}{3} H_{o-rj}$$

$$h_{cr-rj} = \frac{2}{3} * 0.17$$

$$h_{cr-rj} = 0.11m$$

Al valor del calado crítico se le afecta por un coeficiente que está en función del ángulo inclinación de la rejilla, este parámetro X_{rj} se encuentran en (Ortiz, 2011), como se muestra en la Tabla 32.

Tabla 32

Coeficiente X_{rj} de acuerdo al ángulo de inclinación

β	0°	2°	4°	6°	8°	10°	12°
X	1	0,98	0,964	0,944	0,927	0,91	0,894
β	14°	16°	18°	20°	22°	24°	26°
X	0,879	0,865	0,851	0,837	0,825	0,812	0,8

Fuente: (Ortiz, 2011) Pequeñas Centrales Hidroeléctricas.

El valor de carga sobre la rejilla de fondo h_{rj} queda corregido al multiplicarlo por el coeficiente de inclinación X_{rj} con un ángulo de inclinación de la rejilla de fondo de $\beta_{rj}=10^\circ$.

$$h_{rj} = h_{cr-rj} * X_{rj}$$

$$h_{rj} = 0.11 * 0.91$$

$$h_{rj} = 0.1m$$

Para el cálculo del ancho de la rejilla b_{rj} , se utiliza la ecuación de caudal captado por la rejilla de (Ortiz, 2011), los parámetros se observan en la Figura 32 y Figura 33.

$$Q_{dis-rj} = \frac{2}{3} * C_{rj} * U_{rj} * b_{rj} * L_{rj} * \sqrt{2 * g * h_{rj}}$$

Donde:

Q_{dis-rj} = caudal captado por la rejilla de fondo (caudal de diseño) (m^3/s).

C_{rj} = coeficiente de contracción de la rejilla fondo.

U_{rj} = coeficiente de derrame de la rejilla de fondo.

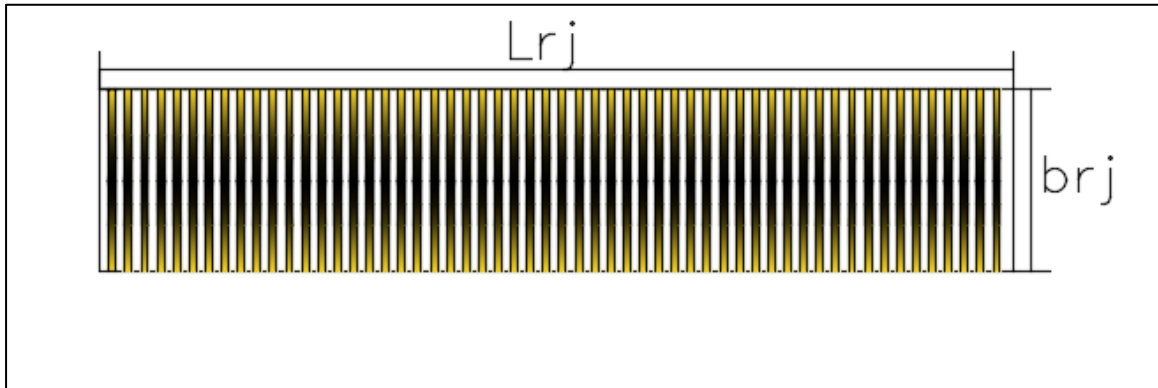
b_{rj} = ancho de la rejilla de fondo (m).

L_{rj} = longitud de la rejilla de fondo (m).

h_{rj} = altura al inicio de la rejilla (m).

Figura 32

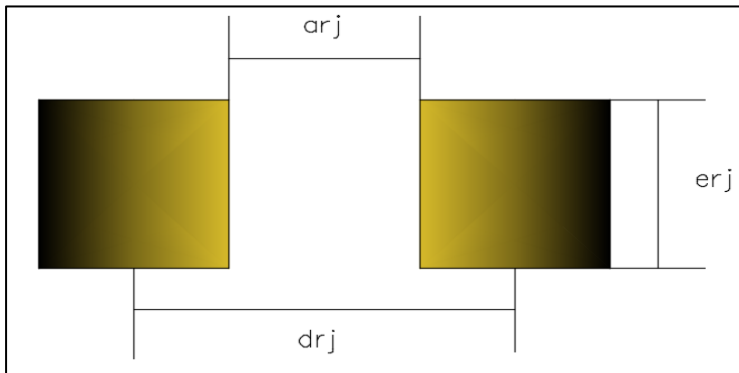
Esquema en planta de la rejilla de captación



Elaborado por: Los autores

Figura 33

Esquema de los espacios entre barrotes



Elaborado por: Los autores

Para el coeficiente de contracción de la rejilla de fondo se utiliza la siguiente expresión según Frank.

$$C_{rj} = 0,6 * \left(\frac{a_{rj}}{d_{rj}} \right) * (\cos \beta)^{3/2}$$

Donde:

C_{rj} = coeficiente de contracción de la rejilla de fondo.

a_{rj} = espaciamento entre barras.

d_{rj} = distancia entre ejes de cada barra.

β = ángulo de inclinación de la rejilla de fondo.

$$C_{rj} = 0,6 * \left(\frac{4}{7.81} \right) * (\cos 10)^{3/2}$$

$$C_{rj} = 0.3$$

Para el coeficiente de derrame U_{rj} recomiendan valores entre 0.68-0.85 para barrotes rectangulares en la construcción de la rejilla de fondo, por lo tanto, se utiliza un coeficiente de derrame U_{rj} de 0.68 (Ortiz, 2011).

El espaciado entre barras de la rejilla de fondo depende del tipo de reja pueden ser gruesas, comunes o finas como se muestra en la Tabla 33 (Ortiz, 2011) .

Tabla 33

Tipos de rejillas y aberturas

Rejas	Abertura
Rejas gruesas (1 ½ ")	4 - 10 cms
Rejas comunes (¾ "- 1 ½ ")	2 - 4 cms
Rejas finas (3/8 "- 3/4 ")	1 -2 cm

Fuente: Pequeñas Centrales Hidroeléctricas (Ortiz, 2011)

Para el diseño de la rejilla se escoge un tipo de reja gruesa cuyo espesor es de 1.5 pulgadas que corresponde una abertura o separación entre barrotes de 5 cm.

Con la fórmula de caudal captado por la rejilla de (Ortiz, 2011) se determina la sección de la rejilla w_{rj} .

$$Q_{dis-rj} = \frac{2}{3} * C_{rj} * U_{rj} * b_{rj} * L_{rj} * \sqrt{2 * g * h_{rj}}$$

$$w_{rj} = b_{rj} * L_{rj}$$

$$w_{rj} = \left(\frac{3 * Q_{dis-rj}}{2 * C_{rj} * U_{rj} * \sqrt{2 * g * h_{rj}}} \right)$$

$$w_{rj} = \left(\frac{3 * 0.6}{2 * 0.3 * 0.68 * \sqrt{2 * 9.81 * 0.2}} \right)$$

$$w_{rj} = 3.15 \text{ m}^2$$

La sección necesaria para la rejilla de captación es de 3.15 m² con la longitud L_{rj} asumida anteriormente de la rejilla se calcula el ancho b_{rj} .

$$W_{rj} = L_{rj} * b_{rj}$$

$$3.2 = 5 * b_{rj}$$

$$b_{rj} = 0.64 \text{ m}$$

Durante la operación de la rejilla de fondo esta puede obstruirse por algún elemento como ramas, hojas etc., los cuales causan ineficiencia en la operación, por lo cual se recomienda que el ancho de la rejilla se incremente en un 20% (Penche, 1998).

$$b_{rj}' = b_{rj} * 1.2$$

$$b_{rj}' = 0.64 * 1.2$$

$$b_{rj}' = 0.77 \text{ m}$$

Se adopta longitudes constructivas por lo que la rejilla de captación para un caudal de 0.5 m³/s tienen una sección de 5m x 1m.

5.3.3. Galería de captación

5.3.3.1. Consideraciones de diseño para la galería de captación

- a) La galería es una de las formas que existe para captar caudales de los ríos, se encuentra ubicada en la cresta del perfil hidrodinámico USBR bajo la rejilla de fondo, su estructura es de material permeable.
- b) El caudal de diseño que ingresa a través de los barrotes de la rejilla de fondo precipita en la galería de captación siendo conducido hacia el desripador, el caudal al recorrer la longitud de la galería presenta un flujo gradualmente variado.
- c) El material del cual este construida la galería de captación debe ser de hormigón para que pueda resistir las fuerzas de abrasión (Krochin, 1986).
- d) La galería debe tener una pendiente adecuada para que permita la evacuación de materiales sólidos que ingresan a través de los barrotes de la rejilla de fondo.
- e) Al inicio de la galería debe tener una velocidad mínima de 1 m/s y al final de la galería una velocidad mínima de 2 m/s, para que pueda evacuar piedras y sedimentos fuera de la galería de captación (Krochin, 1986).
- f) Para el cálculo del ancho de la galería de captación se toma en cuenta el ancho br_j y el ángulo β de la rejilla de fondo.

$$B_{gal} = br_j * \cos\beta$$

- g) Para determinar los perfiles de la lámina de agua y de la geometría en el fondo de la galería, se utiliza el método de Zamarin, que consiste en dividir en partes iguales la longitud de la galería y el cálculo parcial del caudal (Krochin, 1986).

$$Qx_i = \frac{Q_{dis}}{b_{rj}} * x_i$$

Donde:

Qx_i = caudal parcial (m³/s).

Q_{dis} = caudal de diseño de la galería (m³/s).

b_{rj} = ancho de la rejilla (m).

x_i = longitud desde el inicio de la galería (m).

- h) Se supone que la energía del flujo que ingresa en la galería se disipa en masa de agua que llena la galería, el movimiento que ocurre está en función de la gradiente hidráulica, que se obtiene mediante la ecuación de Chezy, para flujos con superficie libre (Krochin, 1986).

$$J_i = \frac{Vx_i}{Cx_i^2 * Rx_i}$$

$$Cx_i = \frac{1}{n} * Rx_i^{1/6}$$

Donde:

J_i = gradiente hidráulica (m/m)

Vx_i = velocidad del flujo (m/s)

Cx_i = coeficiente de Chezy

Rx_i = radio hidráulico (m)

n = coeficiente de rugosidad de Manning

- i) Los valores del coeficiente de rugosidad de Manning deben ser alto entre 0.025 y 0.045, se adopta un poco mayor al que corresponde a hormigón, para tomar en cuenta las pérdidas adicionales que se producen en el recorrido de la longitud de la galería por flujo turbulento (Krochin, 1986).

5.3.3.2. Dimensionamiento de la galería de captación

Para el caudal de diseño de la galería de captación se considera el caudal que ingresa a través de los barrotes de la rejilla de fondo, así también como sus dimensiones geométricas, se resumen en la Tabla 34.

Tabla 34

Parámetros para el diseño de la galería de captación

Parámetros para el diseño geométrico	Descripción	Valor	Unidad
Coeficiente de Manning para la galería	n_{gal}	0.045	
Caudal de ingreso por la rejilla	Q_{rj}	0,6	m ³ /s
Largo de la rejilla	L_{rj}	5	m
Ancho de la rejilla	brj	1	m
Ángulo de inclinación de la rejilla	β	10	Grados

Elaborado por: Los autores

Para el cálculo de la galería es necesario calcular el ancho B de la galería con el ancho de la rejilla de fondo.

$$B_{gal} = brj * \cos\beta$$

$$B_{gal} = 1 * \cos 10^\circ$$

$$B_{gal} = 0.98m$$

$$B_{gal} = 1 m \text{ constructible}$$

Para el dimensionamiento de la galería de captación se utiliza el método de Zamarin, basándose en el cálculo del caudal y la velocidad de flujo en cada tramo de la longitud varia, finalmente calcular la pérdida por fricción (Krochin, 1986).

El fondo de la galería se obtiene a partir de la ecuación de Bernoulli, el perfil de fondo se establece como la distancia desde un eje de referencia a la base de la suma del calado, pérdidas y carga por velocidad de flujo (Krochin, 1986).

$$Zg = Zig + dig + \frac{vig^2}{2g} + hfig$$

$$Zig = Zg - dig - \frac{vig^2}{2g} - hfig$$

Donde:

Zg = punto de referencia (m).

Zig =fondo de la galería (m).

dig =calado hidráulico (m).

$\frac{vig^2}{2g}$ =energía cinética (m).

$hfig$ =pérdidas por fricción (m).

El caudal se determina en cada punto con la ecuación:

$$Qx_i = \frac{Q_{dis}}{b_{rj}} * x_i$$

La velocidad se calcula a partir de la siguiente ecuación, considerando una velocidad de 1m/s al inicio de la galería y de 2m/s al final de la galería de captación.

$$vx_i = \frac{v_f - v_i}{b_{rj}} * x_i + v_i$$

El flujo ocupa un área que está dada por la relación del caudal y la velocidad, por consiguiente, el calado del flujo en cada sección de la galería.

$$Qx_i = vx_i * Ax_i$$

$$Ax_i = \frac{Qx_i}{vx_i}$$

$$Ax_i = d_i * b_{rj}$$

Donde:

Ax_i = área que ocupa el flujo en cada sección (m^2)

d_i = calado del flujo en cada sección (m).

Los cálculos de pérdidas por fricción y pérdidas por la velocidad se realizan mediante una hoja de cálculo representada por la Tabla 35, para el coeficiente de rugosidad de Manning como se explica en consideraciones de diseño se toma un valor de 0.045 (Racedo, 1983).

Tabla 35

Pérdidas por velocidad de flujo y fricción

Long.	Caudal	Velocidad	Área	Calado	P. mojado
X_i	Q_{xi}	V_{xi}	A_{xi}	d_i	X_i
0	0	1	0	0	1
0,5	0,06	1,1	0,0545	0,0545	1,1091
1	0,12	1,2	0,1	0,1	1,2
1,5	0,18	1,3	0,1385	0,1385	1,2769
2	0,24	1,4	0,1714	0,1714	1,3429
2,5	0,3	1,5	0,2	0,2	1,4
3	0,36	1,6	0,225	0,225	1,45
3,5	0,42	1,7	0,2471	0,2471	1,4941
4	0,48	1,8	0,2667	0,2667	1,5333
4,5	0,54	1,9	0,2842	0,2842	1,5684
5	0,6	2	0,3	0,3	1,6
R. Hidráulico	Coef.de Chezy	Gradiente Hidráulica	hfi	hfacum.	pérdidas
R_i	C_i	J_{xi}	-	-	$v_i^2/2g$
0	-	-	-	-	0,051
0,0492	12,1058	0,1679	0,0839	0,0839	0,0617
0,0833	13,218	0,0989	0,0495	0,1334	0,0734
0,1084	13,811	0,0817	0,0409	0,1742	0,0861
0,1277	14,1918	0,0762	0,0381	0,2124	0,0999
0,1429	14,4604	0,0753	0,0377	0,25	0,1147
0,1552	14,6611	0,0768	0,0384	0,2884	0,1305
0,1654	14,8172	0,0796	0,0398	0,3282	0,1473
0,1739	14,9423	0,0834	0,0417	0,3699	0,1651
0,1812	15,045	0,088	0,044	0,4139	0,184
0,1875	15,1309	0,0932	0,0466	0,4605	0,2039

Elaborado por: Los autores

Para el perfil de la lámina de agua se suma las pérdidas generadas por la velocidad y las pérdidas por fricción y para el perfil del fondo de la galería de captación se suma el calado más las

pérdidas producidas por la velocidad y la fricción en cada una de las secciones respectivamente se obtiene los siguientes perfiles, los valores se representan en la Tabla 36 y el esquema en la Figura 34.

Tabla 36

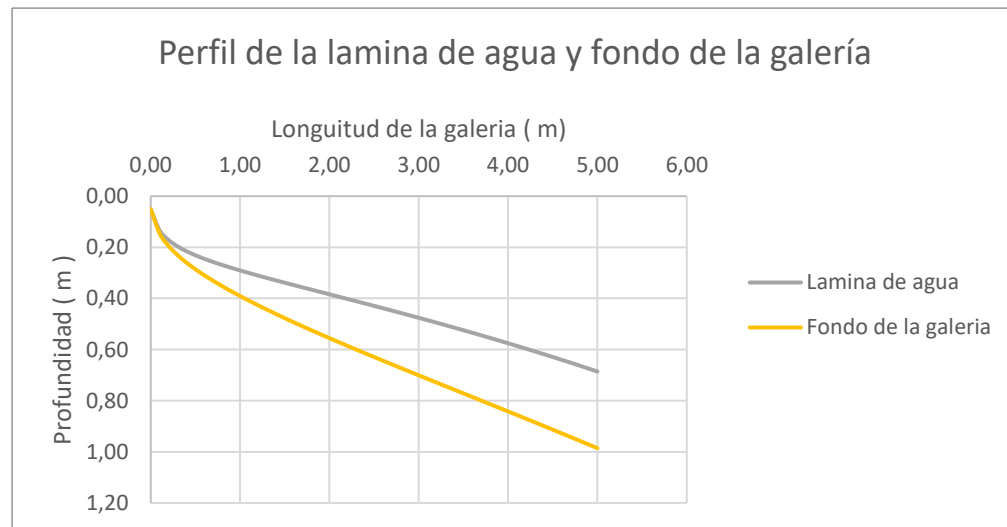
Coordenadas de la lámina de agua y del fondo de la galería

Xi	$d_{i\ gal} + h_{f\ gal} + (V_{i\ gal}^2/2g)$	$(V_{i\ gal}^2/2g) + h_{f\ gal}$
0,00	0,05	0,05
0,50	0,20	0,15
1,00	0,31	0,21
1,50	0,40	0,26
2,00	0,48	0,31
2,50	0,56	0,36
3,00	0,64	0,42
3,50	0,72	0,48
4,00	0,80	0,54
4,50	0,88	0,60
5,00	0,96	0,66

Elaborado por: Los autores

Figura 34

Perfiles de la lámina de agua y el fondo de la galería de captación

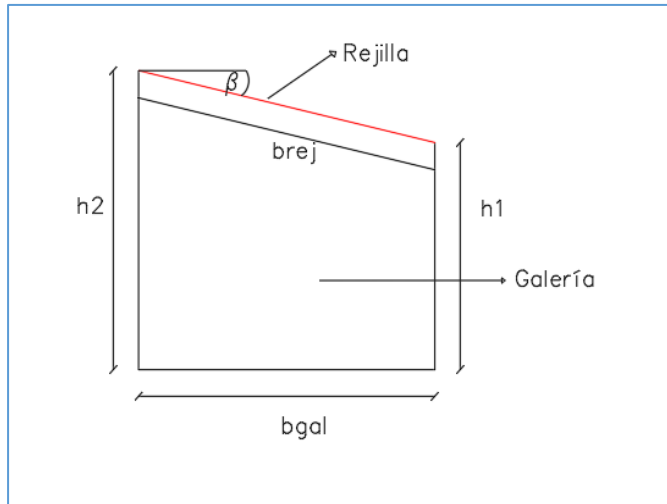


Elaborado por: Los autores

Los parámetros para el diseño se representan en la Figura 35.

Figura 35

Esquema de la galería de captación



Elaborado por: Los autores

Por lo tanto, el dimensionamiento:

$$h1 = 0.96m - 0.66m$$

$$h1 = 0.3 m$$

$$h2 = h1 + \text{sen}\beta * b_{rj}$$

$$h2 = 0.3 m + \text{sen } 10^\circ * 1m$$

$$h2 = 0.5m$$

5.3.4. Desripiador

5.3.4.1. Consideraciones de diseño para el desripiador

- a) El desripiador es una cámara que retiene las piedras que pasan a través de los barrotes de la rejilla de fondo, se deben sedimentar y no avanzar a la siguiente estructura.

- b) La velocidad en la cámara del desarenador debe ser baja.
- c) Para evacuar los sedimentos del desripiador se lo realiza mediante una compuerta que conecta a un canal que desemboca aguas abajo de la estructura del perfil hidrodinámico USBR, la pendiente del canal debe ser pronunciada para que tenga un buen arrastre de piedras (Krochin, 1986).
- d) El desripiador debe conectar la galería de captación y el desarenador.
- e) Para que sea fácil un arrastre de piedras hacia el canal se debe evita ángulos rectos, se une con curvas suaves y así se evita que las piedras se queden en las esquinas (Krochin, 1986).
- f) La velocidad de flujo en el canal no debe ser menor a 2m/s para que asegure el arrastre de piedras.
- g) Se diseña un vertedero sumergido al final del desripiador para asegurar la cota o nivel del agua en el desarenador (Krochin, 1986).
- h) Para el cálculo del vertedero sumergido que se encuentra entre desripiador y desarenador se utiliza la siguiente fórmula (Sotelo, 1994).

$$Q_{dis-rj} = \varepsilon * C * b_d * h^{2/3}$$

Donde:

Q_{dis-rj} = caudal de diseño de la rejilla (m³/s).

ε = coeficiente de sumergencia

C = coeficiente de descarga

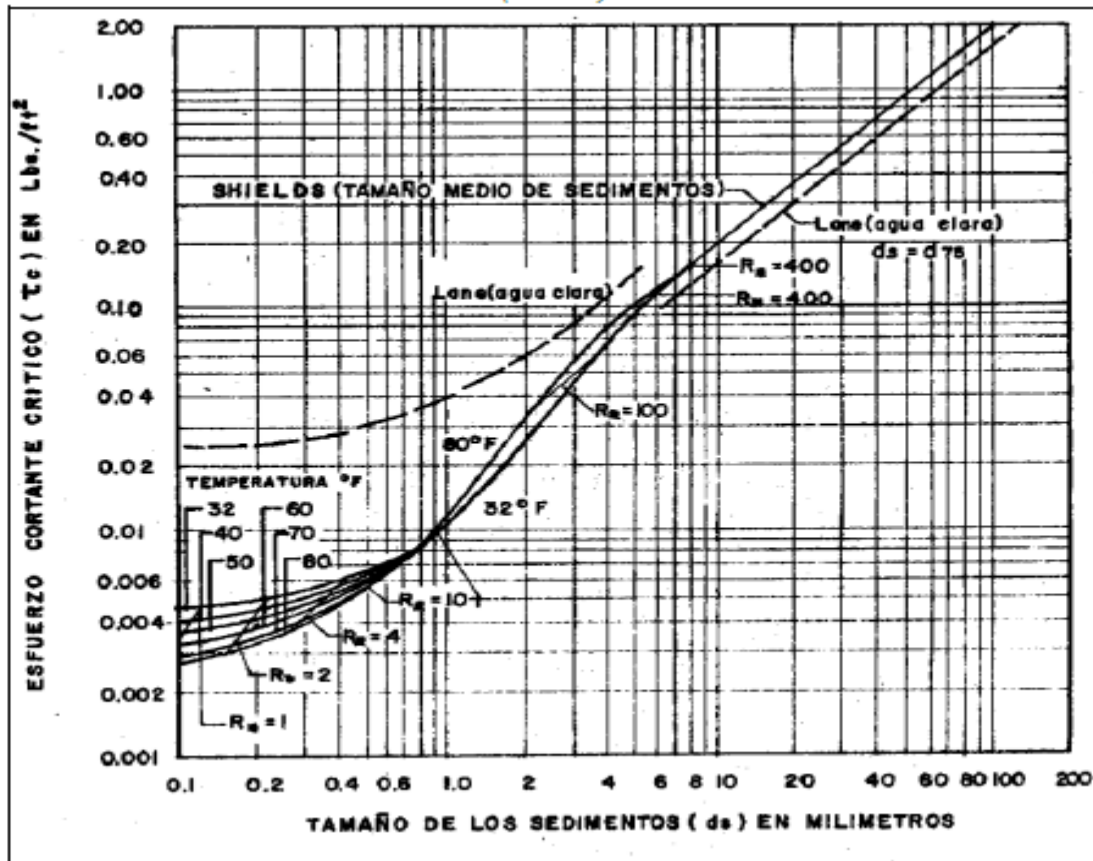
b_d = base del desarenador (m).

h = carga aguas arriba del vertedero (m).

- i) El arrastre de partículas que ocurre en el canal de limpieza se lo analiza mediante el esfuerzo cortante crítico, y el diámetro de la partícula que es arrastrada utilizando la Figura 39 que representa el diagrama de Shields (OLADE , 1981).

Figura 36

Variación del esfuerzo cortante crítico con el tamaño de sedimentos



Fuente: (Universidad de Piura, s.f.)

- j) El desripiador es una cámara que retiene volúmenes de agua y sedimentos es necesario una compuerta que permita la evacuación de todo material sólido hacia fuera de la estructura, se realiza un análisis de vaciado de la cámara similar al proceso en el desarenador, se lo analiza mediante la fórmula de orificios (Sotelo, 1994).

$$Q_{dis} = C_d * A_{orf} * \sqrt{2 * g * h_{comp}}$$

Q_{dis} = caudal de diseño (m^3/s).

C_d = coeficiente de descarga del orificio.

A_{orf} = área del orificio (m^2).

h_{comp} = altura del orificio (compuerta de limpieza) (m).

g = aceleración de la gravedad (m^2/s).

- k) La velocidad del agua debe ser baja al pasar por el vertedero para que no permita el arrastre de material que está sedimentando en la cámara del desripiador y se dirija al canal.
- l) En el desripiador se debe colocar un vertedero de excesos que evacue el agua que ingresa en exceso por la rejilla de fondo hacia un canal de limpieza, se realiza el cálculo con los 2/3 del caudal de captación para optimizar su función con la siguiente ecuación (Krochin, 1986).

$$Q_{dis} = C * E * b_{exed.} * h_{exed.}^{3/2}$$

Donde:

$Q_{dis-rej}$ = caudal de excesos (m^3/s).

C = coeficiente de descarga

E = coeficiente de contracción lateral

$b_{exed.}$ = ancho del vertedero (m).

$h_{exed.}$ = carga sobre el vertedero (m).

5.3.4.2. Dimensionamiento del desripiador

Para el dimensionamiento del desripiador son necesario los siguientes parámetros de la Tabla 37.

Tabla 37*Parámetros para el dimensionamiento del desripiador*

Datos	Descripción	Valor	Unidad
Caudal de diseño	Qdis	0.6	m ³ /s
Ancho de la galería	bgal.	1	m
Ancho del desarenador	bdes.	1.5	m
Pendiente del desripiador	id	0,0016	m
Velocidad de sedimentación de las partículas sólidas	vs	0.0270	m/s
Diámetro de la partícula	dp	0.25	m
Paramento del vertedero	p	0.7	m

Elaborado por: Los autores

La pendiente de la cámara se considera de 0.0016 m/m para asegurar el arrastre de materiales por el desripiador, y que el flujo sea subcrítico en la cámara donde se decantan las partículas gruesas que lograron pasar a través de los barrotes de la rejilla de fondo, se coloca un vertedero entre el final de desripiador e inicio del desarenador donde queden retenidas, para el dimensionamiento se procede al cálculo de la longitud, considerando una velocidad de sedimentación de 0.270 m/s, las fórmulas descritas en consideraciones de diseño de desarenador.

$$L_{desr} = \frac{k * h_{d'} * v_d}{v_s}$$

Donde:

 L_{desr} =longitud del desripiador (m) k =coeficiente sensorial $h_{d'}$ =calado de la cámara (m). v_d =velocidad de horizontal de la partícula (m/s) v_s =velocidad de decantación (m/s)

$$L_{desr} = \frac{1.3 * 1.1 * 0.25}{0.0270 \text{ m/s}}$$

$$L_{desr} = 13.24m$$

$$L_{desr} = 15m \text{ constructible}$$

El canal de la cámara del desripiador funciona como un flujo gradualmente variado para la cual se construye la curva de remanso, teniendo en cuenta el vertedero sumergido que se encuentra al final y considerando que el flujo sea subcrítico, los cálculos se encuentran en la Tabla 38, adicionalmente se puede visualizar en la Figura 37.

Para el cálculo del calado se utiliza la ecuación de flujo a superficie libre de Manning.

$$Q_{dis} = \frac{1}{n_{hor}} * A * R_h^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}$$

Considerando sección rectangular:

$$Q_{dis} = \frac{1}{n_{hor}} * (b * y_n) * \left(\frac{b * y_n}{b + 2 * y_n} \right)^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}$$

Para la gradiente se utiliza la ecuación:

$$i = \frac{n^2 v^2}{R^{4/3}}$$

Donde:

n= rugosidad del material.

v= velocidad del flujo (m/s).

R= radio hidráulico (m).

Tabla 38*Pérdidas producidas por la velocidad y fricción en la cámara del desripiador*

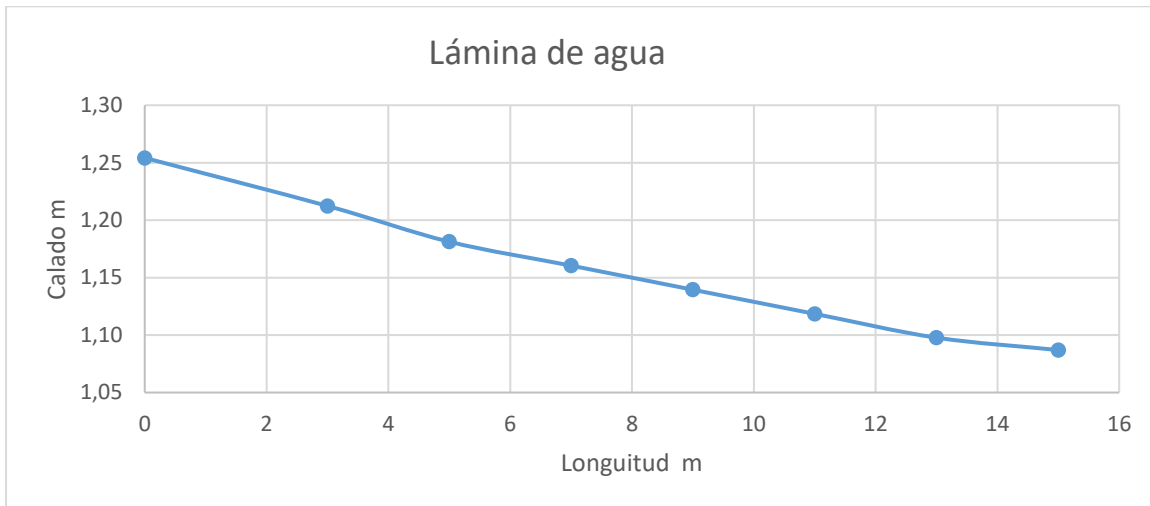
Longitud	Ancho	Calado crítico	Calado	Cal+Param.	Sección	Radio Hidraul.
d (m)	b (m)	Ycr (m)	Yn (m)	Y (m)	W (m ²)	R -
15	1,5	0,2536	0,3800	1,0800	1,620	0,443
13	1,43	0,2618	0,3900	1,0900	1,559	0,432
11	1,36	0,2707	0,4100	1,1100	1,510	0,422
9	1,28	0,2819	0,4300	1,1300	1,446	0,409
7	1,21	0,2927	0,4500	1,1500	1,392	0,396
5	1,16	0,3010	0,4700	1,1700	1,357	0,388
3	1,09	0,3138	0,5000	1,2000	1,308	0,375
0	1	0,3323	0,5400	1,2400	1,240	0,356

Velocidad	Gradiente				
v (m/s)	i	hf (m)	hfacu. (m)	v ² /2g (m)	Y-hfgal -(Vi2gal/2g) (m)
0,370	-	-	-	0,00699	1,09
0,385	0,000102161	0,000204322	0,000204322	0,00755	1,10
0,397	0,000112406	0,000224812	0,000429134	0,00805	1,12
0,415	0,000127701	0,000255402	0,000684537	0,00877	1,14
0,431	0,000143643	0,000287286	0,000971822	0,00948	1,16
0,442	0,000155512	0,000311023	0,001282846	0,00996	1,18
0,459	0,00017521	0,000350421	0,001633266	0,01072	1,21
0,484	0,000208538	0,000625614	0,00225888	0,01193	1,25

Elaborado por: Los autores

Figura 37

Lámina de agua en el desripiador



Elaborado por: Los autores

El desripiador está conectado con 1 m a la captación de un extremo y del otro con 1.5m al desripiador, con una longitud de 15m suficiente para poder decantar las partículas, y con un vertedero al final de 0.7m de altura y una lámina de aguas de 1.1m, por lo cual el vertedero se encuentra sumergido.

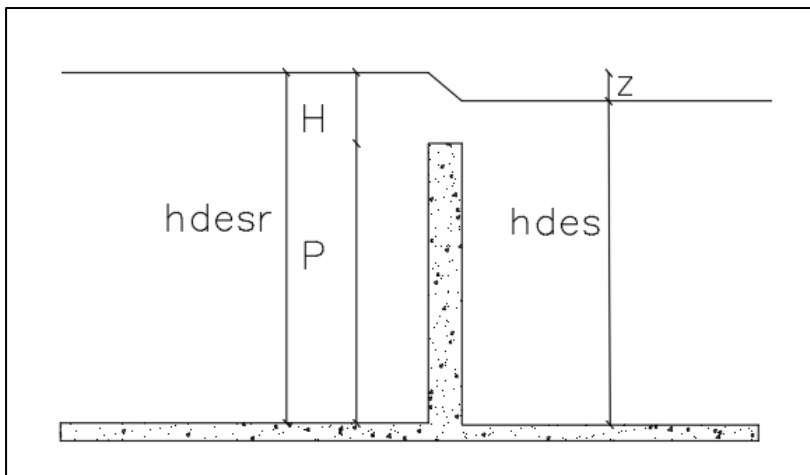
5.3.4.2.1. Vertedero sumergido

Como se mencionó en consideraciones de diseño, al pasar la lámina de agua del desripiador al desarenador se coloca un vertedero sumergido, que permite el paso de flujo entre las dos estructuras sea suave, no arrastre material grueso, es decir disminuye la velocidad de flujo, por lo tanto, se comprueba el dimensionamiento del vertedero, los parámetros iniciales se encuentran en la Tabla 39 y Figura 38.

Tabla 39*Parámetros para el dimensionamiento del vertedero*

Datos	Descripción	Valor	Unidad
Caudal de diseño	Qdis	0.5	m ³ /s
Nivel de agua en el desarenador	hdes	0.94	m
Ancho del desarenador	b	1.5	m
Nivel de aguas en el desripiador	hdesr	1.1	m
Paramento aguas arriba	P	0.7	m

Elaborado por: Los autores

Figura 38*Geometría del vertedero sumergido*

Elaborado por: Los autores

El vertedero para trabajar como sumergido debe cumplir las siguientes condiciones dadas por (Krochin, 1986).

$$1) h_{des} \geq P$$

$$0.94m > 0.7m$$

$$2) \frac{z}{p} \leq 0.7$$

$$0.22 < 0.7$$

Se comprueba el dimensionamiento encontrando la base del vertedero, para lo cual se utiliza la ecuación propuesta por (Krochin, 1986) para vertederos sumergidos.

$$Q = K * S * C * b * H^{3/2}$$

Donde:

Q = caudal de diseño (m^3/s).

K = coeficiente de correlación por contracción del flujo considerado ($K=0.85$)

S = coeficiente de correlación por sumersión.

C = coeficiente de descarga del vertedero.

b = ancho del vertedero (m).

H = carga sobre el vertedero (m).

El coeficiente de descarga C se calcula por la ecuación propuesta por Bazin:

$$C = \left(1.794 + \frac{0.0133}{H} \right) * \left(1 + 0.55 \left(\frac{H}{H + P} \right)^2 \right)$$

Donde:

C =Coeficiente de descarga.

H =Carga sobre el vertedero (m).

P =Paramento aguas arriba (m).

$$C = \left(1.794 + \frac{0.0133}{0.4} \right) * \left(1 + 0.55 \left(\frac{0.4}{0.4 + 0.7} \right)^2 \right)$$

$$C = 1.96$$

El coeficiente de correlación por sumersión se obtiene mediante la ecuación de Bazin que se encuentra citada en Pequeñas Centrales Hidroeléctricas por (Krochin, 1986).

$$S = 1.05 \left(1 + 0.2 \frac{hn}{P} \right) * \sqrt[3]{\frac{Z}{H}}$$

Donde:

hn = altura aguas abajo de la lámina de agua (m).

Z = pérdida de nivel aguas abajo (m).

$$S = 1.05 \left(1 + 0.2 \frac{0.24}{0.7} \right) * \sqrt[3]{\frac{0.16}{0.4}}$$

$$S = 0.83$$

La comprobación se lo realiza mediante la base del vertedero el cual debe ser igual al ancho del desarenador.

$$0.5 = 0.85 * 0.83 * 1.96 * b * 0.4^{3/2}$$

$$b = 1.43m$$

$$b = 1.5m \text{ construible}$$

El ancho del vertedero sumergido es igual al ancho del desarenador, por lo tanto, el dimensionamiento del vertedero sumergido es correcto.

5.3.4.2.2. Canal de evacuación

Este canal permite desalojar el material sedimentado en el desripiador, por lo que se busca calcular la velocidad de arrastre de partículas el caudal para el diseño debe ser igual al del desripiador, para el dimensionamiento se utiliza los valores de la Tabla 40.

$$Q_{canal} = Q_{cap} * 1.2$$

$$Q_{canal} = 0.5 * 1.2$$

$$Q_{canal} = 0.6 \text{ m}^3/\text{s}$$

Tabla 40

Parámetros depara el diseño del canal de limpieza

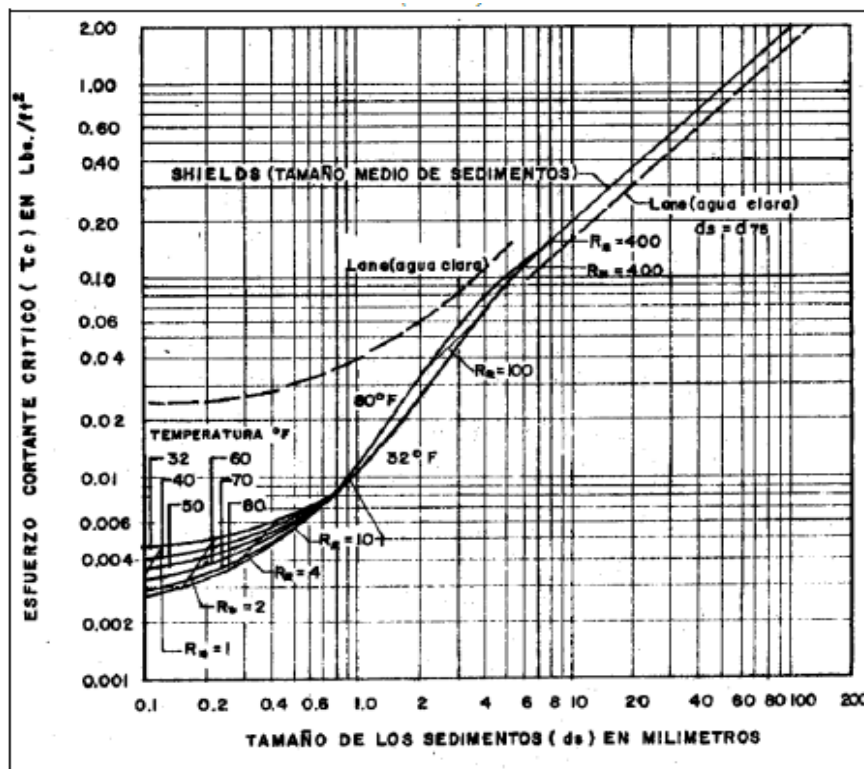
Datos	Descripción	Valor	Unidad
Coeficiente de rugosidad para el canal	n _{hor.}	0,014	
Ancho del canal de limpieza	b can.	1	m
Pendiente del desripiador	idesr.	0,02	m/m
Densidad	d	1000	Kg/ m ³

Elaborado por: Los autores

El arrastre de partículas se comprueba en función del esfuerzo cortante crítico, con el diagrama de Shields que se encuentra en la Figura 39.

Figura 39

Variación del esfuerzo cortante crítico con el tamaño de sedimentos



Fuente: (Universidad de Piura, s.f.)

Se calcula la lámina de agua en el canal, para luego poder calcular el esfuerzo:

$$Q_{canal} = \frac{W}{n_{hormigon}} * R_d^{\frac{2}{3}} * i_d^{1/2}$$

$$Q_{canal} = \frac{b_{canal} * h_{canal}}{n_{hormigon}} * \left(\frac{b_{canal} * h_{canal}}{2 * h_{canal} + b_{canal}} \right)^{2/3} * i_d^{1/2}$$

$$0.6 = \frac{1 * h_{canal}}{0.014} * \left(\frac{1 * h_{canal}}{2 * h_{canal} + 1} \right)^{2/3} * 0.03^{1/2}$$

$$h_{canal} = 0.2m$$

$$\tau_o = \delta * R_d * i_d$$

$$\tau_o = 1000 * \frac{0.2 * 1}{(2 * 0.2) + 1} * 0.03$$

$$\tau_o = 1000 * \frac{0.2 * 1}{(2 * 0.2) + 1} * 0.03$$

$$\tau_o = 4 \text{ kg/m}^2$$

$$\tau_o = 0.82 \text{ lb/ft}^2$$

La capacidad de arrastre de la partícula tiene un diámetro de 70 mm según el diagrama Shields, a través de la rejilla de fondo en la captación ingresan hasta de 50 mm por lo que se podrá evacuar con normalidad.

5.3.4.2.3. Vaciado de la cámara del desripiador

Para el dimensionamiento es necesario los valores indicados en la Tabla 41.

Tabla 41

Parámetros para el cálculo del tiempo de vaciado del desripiador

Datos	Descripción	Valor	Unidad
Volumen total de la cámara del desripiador	Vol derip.	21	m ³
Coeficiente de descarga de orificio	Cd	0.6	
Profundidad por encima del orificio	horif.	1.1	m
Base del orificio del canal de limpieza	bcanal	0.5	m
Altura del orificio (compuerta de limpieza)	hcomp.	1	m

Elaborado por: Los autores

Para el tiempo de vaciado del desripiador se utiliza la ecuación de orificio, asumiendo una compuerta sumergida.

$$Q_{dis} = C_d * A_{orf} * \sqrt{2 * g * h_{comp}}$$

Donde:

Q_{dis} = caudal de diseño (m³/s).

C_d = coeficiente de descarga del orificio.

A_{orf} = área del orificio (m²).

h_{comp} = altura del orificio (compuerta de limpieza) (m).

g = aceleración de la gravedad (m²/s).

En la Tabla 42 se calcula la velocidad de flujo para distintos periodos cuando la compuerta se encuentra abierta, y el tiempo de vaciado de la cámara.

Tabla 42

Tiempo de vaciado del desripiador

Tiempo	hi	Q. desalojado	Vol.desalojado	Vol.residual	h. residual	Velocidad
(s)	(m)	(m ³ /s)	(m ³)	(m ³)	(m)	(m/s)
1	1,35	1,54397	1,54397	20,30603	1,27226	3,08793
2	1,27	1,49885	1,49885	20,35115	1,19679	2,99770
3	1,20	1,45371	1,45371	20,39629	1,12359	2,90743
4	1,12	1,40856	1,40856	20,44144	1,05266	2,81711
5	1,05	1,36338	1,36338	20,48662	0,98401	2,72675
6	0,98	1,31817	1,31817	20,53183	0,91764	2,63634
7	0,92	1,27294	1,27294	20,57706	0,85355	2,54588
8	0,85	1,22768	1,22768	20,62232	0,79173	2,45535
9	0,79	1,18239	1,18239	20,66761	0,73219	2,36477
10	0,73	1,13706	1,13706	20,71294	0,67494	2,27412
11	0,67	1,09170	1,09170	20,75830	0,61997	2,18340
12	0,62	1,04630	1,04630	20,80370	0,56729	2,09260
13	0,57	1,00086	1,00086	20,84914	0,51689	2,00171

Elaborado por: Los autores

El tiempo en que se demora en vaciarse la cámara del desripiador es de 13s con una velocidad de 2 m/s.

La velocidad de flujo en la cámara es variable, cuando el desripiador se esté vaciando la velocidad disminuye lo que influye en la capacidad de arrastre, por lo que en este caso se desalojara el material sólido normalmente.

5.3.4.2.4. *Vertedero de excedentes*

Se debe ubicar con el propósito de evitar inundaciones en la estructura ya que es difícil controlar el caudal que ingresa a través de la rejilla de fondo cuando existen crecidas, con el propósito de optimizar el diseño por varios factores como la reducción de costos en el material de construcción se ocupa 2/3 del caudal de ingreso.

$$Q_{dis} = \frac{2}{3} * Q_{rj}$$

$$Q_{dis} = \frac{2}{3} * 0.5$$

$$Q_{dis} = 0.33m^3/s$$

Para el cálculo de la base del vertedero se utiliza la siguiente expresión:

$$Q_{dis} = C * E * b_{exed.} * h_{exed.}^{3/2}$$

El coeficiente de descarga C=2 recomendado por (Krochin, 1986).

El coeficiente de contracción lateral E =0.93 (Calero , 2018).

Se asume una carga del vertedero no mayor a 0.2 m recomendaciones de diseño (Krochin, 1986).

$$Q_{dis} = C * E * b_{exed.} * h_{exed.}^{3/2}$$

$$0.33 = 2 * 0.93 * b_{exed.} * 0.2^{3/2}$$

$$b_{exed.} = 2m$$

Por lo cual la base del vertedero será 2m.

5.4. Obras de Conducción

5.4.1. Canal de conducción

El canal de conducción en la actualidad se encuentra lleno de sedimentos por el tiempo que ha pasado sin mantenimiento y uso, no existe una estructura en la captación que permita la evacuación de materiales sólidos por lo que han sido transportados, sedimentándose en toda su longitud, las márgenes están desgastados debido a la socavación del material del cual está construido, considerando estos factores se propone una sección revestida de hormigón mejorando las condiciones de infiltración, durabilidad, sedimentación, socavación, estabilidad, etc.

Con el propósito de dimensionar el canal que conduce el caudal hacia el tanque de presión se realiza el análisis de dos secciones una rectangular y otra trapezoidal, de esta manera se podrá determinar la sección hidráulica óptima.

La conducción tiene una longitud total de 612.48 m hasta el punto de almacenamiento de agua (tanque de presión), las dos alternativas en cuanto a la geometría respectan; el ancho b_{canal} se ha tomado el mismo que actualmente tiene, con un valor de 1m para reducir costos en la excavación.

5.4.1.1. Condiciones de diseño para el canal de conducción

- a) El canal de conducción inicia a la salida del desarenador se dirige hacia el tanque de presión aguas abajo, durante la conducción no muy alejada al sistema de captación se coloca vertederos de excesos para evitar la inundación del mismo durante crecidas.

- b) En el diseño del canal de conducción se toma en cuenta factores como: rugosidad del material, pendiente, forma de la sección, caudal a transportar, estos factores serán considerados dentro del proyecto para obtener la solución más eficiente al menor costo.
- c) El diseño del canal de conducción considera constantes sus parámetros geométricos como hidráulico a lo largo de toda su longitud a fin de obtener un flujo uniforme y estable (Ortiz, 2011).
- d) Es necesario que la velocidad de flujo en el canal no sea baja para que las partículas no se depositen en el fondo.
- e) Se produce pérdidas de carga en el canal por estar expuesto a la atmosfera, fugas, pero sobre todo por filtraciones en el subsuelo, por lo que es importante tomar en cuenta un tipo de revestimiento.
- f) Los factores que se tiene que tomar en cuenta en el diseño es el tipo de material que va a estar conformado el canal por medio del coeficiente de rugosidad de Manning, que la velocidad media de flujo no origine ni erosión, ni asolvamiento del mismo debido a la sedimentación de las partículas sólidas que transporta el agua, la pendiente del fondo del canal y borde libre (Ortiz, 2011).
- g) El flujo en el canal deberá considerar una velocidad máxima permisible que dependerá del material de revestimiento al igual que su pendiente a lo largo de su longitud, en el libro de Pequeñas Centrales Hidroeléctricas, (Ortiz, 2011), propone límites de velocidades permisibles como se puede ver en la Tabla 43.

Tabla 43*Límites de velocidad de agua en el canal según el tipo de material*

Tipo de suelo	V max. m/s	
	Agua limpia	Material en suspensión
Lodo	0,10	0,15
Barro suelto	0,15	0,20
Arena fina (0,02 - 0,2 mm)	0,30	0,40
Arena media (0,2 - 0,5 mm)	0,35	0,50
Lino arenoso (natural)	0,40	0,60
Arena gruesa (2 - 5 mm)	0,45	0,65
Grava muy arenosa	0,60	0,80
Limo compacto (natural)	0,70	1,00
Grava media (5 - 20 mm)	0,80	1,15
Tierra arcillosa grasosa (natural)	1,00	1,30
Grava gruesa, piedras (20 - 50 mm)	1,40	1,60
Piedras (50 - 75 mm)	1,70	1,80
Cantos rodados (75 - 100 mm)	1,90	2,00
Césped / prado, bien radicado	1,80	1,80
Tipo de revestimiento		
Concreto (materia en suspensión, mucha arena)	---	2,0
Concreto (agua sin arena)	4,0	
Mampostería con piedras sentadas y mortero	5,0	

Fuente: (Ortiz, 2011)

- h) Se debe considerar una sección óptima para que el canal cumpla con las condiciones de máxima de eficiencia hidráulica como perímetro mojado menor y un área mínima para el caudal de diseño.
- i) En diseño del canal se considera una distancia vertical que hay entre la profundidad normal del agua y el extremo superior de las paredes del canal llamado borde libre, debe tener de un 5 al 30% de la profundidad del flujo, evita las inundaciones del canal durante crecidas (Penche, 1998).
- j) Se utiliza la ecuación de Manning para el cálculo del calado de la sección en el canal.

$$Q_{dis} = \frac{1}{n_{hor}} * A * R_h^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}$$

Donde:

 Q_{dis} = caudal de diseño (m³/s).A= sección del canal (m²).

R_h = radio hidráulico (m).

S = pendiente del canal (m/m).

- k) Para calcular el tirante hidráulico en la fórmula de flujo uniforme de canales abiertos de Manning se toma el coeficiente n referente al tipo de revestimiento que tiene el canal, valores que se pueden ver en la Tabla 44.

Tabla 44

Coeficiente de Manning para diferentes tipos de cauce

Tipo de canal y descripción	Mínimo	Normal	Máximo
A. Conductos cerrados que fluyen parcialmente llenos			
A-1. Metal			
a. Latón, liso	0.009	0.010	0.013
b. Acero			
1. Estriado y soldado	0.010	0.012	0.014
2. Riveteado y en espiral	0.013	0.016	0.017
c. Hierro fundido			
1. Recubierto	0.010	0.013	0.014
2. No recubierto	0.011	0.014	0.016
d. Hierro forjado			
1. Negro	0.012	0.014	0.015
2. Galvanizado	0.013	0.016	0.017
e. Metal corrugado			
1. Subdrenaje	0.017	0.019	0.021
2. Drenaje de aguas lluvias	0.021	0.024	0.030
A-2. No metal			
a. Lucita	0.008	0.009	0.010
b. Vidrio	0.009	0.010	0.013
c. Cemento			
1. Superficie pulida	0.010	0.011	0.013
2. Mortero	0.011	0.013	0.015
d. Concreto			
1. Alcantarilla, recta y libre de basuras	0.010	0.011	0.013
2. Alcantarilla con curvas, conexiones y algo de basuras	0.011	0.013	0.014
3. Bien terminado	0.011	0.012	0.014
4. Alcantarillado de aguas residuales, con pozos de inspección, entradas, etc., recto	0.013	0.015	0.017
5. Sin pulir, formaleta o encofrado metálico	0.012	0.013	0.014
6. Sin pulir, formaleta o encofrado en madera lisa	0.012	0.014	0.016
7. Sin pulir, formaleta o encofrado en madera rugosa	0.015	0.017	0.020

Fuente (Chow, 1994)

- l) Para que el flujo sea subcrítico es necesario confirmar que el número de Froude sea menor a la unidad (Mott, 2006).

$$Fr = \frac{v}{\sqrt{g * D_H}}$$

$Fr > 1$ *Regimen de flujo supercrítico*

$Fr > 1$ *Regimen de flujo crítico*

$$Fr > 1 \text{ Regimen de flujo subcrítico}$$

Donde:

$v = \text{velocidad del flujo (m/s)}$.

$g = \text{aceleracion de la gravedad } (9.81 \frac{m}{s^2})$

$D_H = \text{tirante hidraulico(m)}$.

*Se debe garantizar que el flujo de agua sea subcrítico hasta llegar al tanque de presión.

m) Para el cálculo de la profundidad crítica o calado crítico, que corresponde a la energía específica de la sección mínima, se calcula con la siguiente ecuación.

Los flujos supercríticos se caracterizan por tener baja energía potencial y alta energía cinética y alto poder erosivo (Calero , 2018).

Energía específica de la sección, de la ecuación de Bernoulli cuando el nivel de referencia pasa por el fondo de la sección de flujo a la que corresponde la energía específica. (Calero , 2018)

$$E1 = E2$$

$$h1 + \frac{\alpha v^2}{2g} = h1 + \frac{\alpha Q^2}{w^2 2g}$$

$$\frac{d \left(h + \frac{\alpha Q^2}{w^2 2g} \right)}{dw} = 0$$

$$1 + \frac{\alpha Q^2}{2g} * \frac{d \left(\frac{1}{w^2} \right)}{ds} = 0$$

$$1 - \frac{\alpha Q^2}{w^3 g} * \frac{dw}{dh} = 0$$

$$\Delta h = dh, \Delta w = dw; \Delta h = 0$$

$$1 - \frac{\alpha Q^2}{w^3 g} * B = 0$$

$$1 - \frac{\alpha Q^2}{w^3 g} * B = 0$$

$$\frac{\alpha Q^2}{g} = \frac{w^3}{B}$$

$$\frac{\alpha Q^2}{g} = \frac{w^3 \text{crítico}}{B \text{ crítico}}$$

Para cauces rectangulares:

$$q = \frac{Q}{B} \text{ caudal unitario}$$

$$w = hcr * B$$

$$\frac{\alpha Q^2}{w^2 g} = \frac{w \text{ crítico}}{B \text{ crítico}}$$

$$\frac{\alpha q^2}{g hcr^2} = hcr$$

$$\alpha \text{ tiende a se } 1$$

$$hcr = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$$

Donde:

q= caudal unitario (m/s).

g= aceleración gravitacional (9.81m/s²).

5.4.1.2. Dimensionamiento del canal rectangular

Para el diseño se considera un flujo uniforme en el canal, las características de estos flujos es que la profundidad, área mojada y velocidad de flujo son constantes en toda su longitud, el perfil de velocidades debe ser igual en todas las secciones transversales de flujo (Penche, 1998).

Utilizando la fórmula de flujo uniforme en canales abiertos según Manning y los datos expuestos en la Tabla 45 de coeficiente de rugosidad de Manning, pendiente, caudal y ancho de canal obtenemos nuestro tirante hidráulico (y_n).

Tabla 45

Parámetros para el diseño del canal de conducción

Datos	Símbolo	Valor	Unidad
Caudal de diseño	Q_{dis}	0.5	m^3/s
Coeficiente de Manning	n_{hor}	0.014	-
Ancho del canal	b_{canal}	1	m
Pendiente longitudinal del canal	S_o	0.0041	m/m

Elaborado por: Los autores

$$Q_{dis} = \frac{1}{n_{hor}} * A * R_h^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}$$

$$Q_{dis} = \frac{1}{n_{hor}} * (b * y_n) * \left(\frac{b * y_n}{b + 2 * y_n} \right)^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}$$

$$0.5 \frac{m^3}{s} = \frac{1}{0.014} * (1 * y_n) * \left(\frac{1 * y_n}{1 + 2 * y_n} \right)^{\frac{2}{3}} * 0.0041^{\frac{1}{2}}$$

$$y_n = 0.32m$$

Se determina la condición de flujo subcrítico del canal identificando el tirante normal y comparándolo con el tirante crítico.

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{(0.5)^2}{9.81}}$$

$$h_{cr} = 0.29 \text{ m}$$

Condición: $y_n > y_c$, por lo tanto, el flujo en el canal de conducción es subcrítico.

A continuación, se definen los parámetros hidráulicos del canal, área mojada, perímetro mojado, radio hidráulico, velocidad de flujo y número de Froude.

$$A_m = b * y_n$$

$$A_m = 1\text{m} * 0.32\text{m}$$

$$A_m = 0.32\text{m}^2$$

$$P_m = b + 2 * y_n$$

$$P_m = 1\text{m} + 2 * 0.32\text{m}$$

$$P_m = 1.64\text{m}$$

$$R_H = \frac{0.32\text{m}^2}{1.64\text{m}}$$

$$R_H = \frac{A}{P}$$

$$R_H = 0.195\text{m}$$

$$V = \frac{Q}{A_m}$$

$$V = \frac{0.5\text{m}^3/\text{s}}{0.32\text{m}^2}$$

$$V = 1.54 \text{ m/s}$$

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g * y_n}}$$

$$Fr = \frac{1.56m/s}{\sqrt{9.81 \frac{m}{s^2} * 0.32m}}$$

$$Fr = 0.49$$

En la Tabla 46 se resumen los valores para el diseño geométrico del canal rectangular.

Tabla 46

Parámetros del canal rectangular

Resultados	Símbolo	Valor	Unidad
Caudal de diseño	Q_{dis}	0.5	m^3/s
Tirante normal en el canal	y_n	0.32	m
Tirante crítico en el canal	y_c	0.29	m
Área mojada	A_m	0.32	m^2
Perímetro mojado	P_m	1.64	m
Radio hidráulico	R_H	0.195	m
Velocidad de flujo	V	1.54	m/s
Número de Froude	Fr	0.49	-
Tipo de flujo	Subcrítico		

Elaborado por: Los autores

Para el cálculo de la altura total del canal al calado normal se aumenta en un 30% por lo tanto:

$$H = y_n * 1.3$$

$$H = 0.32 * 1.3$$

$$H = 0.416m$$

$$H = 0.5 m \text{ constructible}$$

$$B = 1m$$

5.4.1.3. Dimensionamiento de un canal trapezoidal

Se analiza una sección trapezoidal revestida de hormigón con el objetivo de buscar la mejor opción basándose en características como la optimización de la sección y reducción de costos, se analiza como flujo variable considerando la pendiente y rugosidad del hormigón constante con el fin de aportar mayores beneficios al proyecto, en la Tabla 47 se muestran los datos para el diseño.

Tabla 47

Parámetros para el diseño del canal trapezoidal de conducción

Datos	Símbolo	Valor	Unidad
Caudal de diseño	Q_{dis}	0.5	m^3/s
Coeficiente de Manning	n_{hor}	0.014	-
Ancho del canal	b_{canal}	1	m
Pendiente longitudinal del canal	S_o	0.0041	m/m
Talud	z	2	-

Elaborado por: Los autores

Reemplazando los parámetros estipulados anteriormente mencionados tenemos que:

$$Q = \frac{1}{n} * A * R_h^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}$$

$$0.5 \frac{m^3}{s} = \frac{1}{0.014} * (b * y_n + z * y_n^2) * \left(\frac{b * y_n + z * y_n^2}{b + 2 * y_n * \sqrt{1 + z^2}} \right)^{\frac{2}{3}} * 0.0041^{\frac{1}{2}}$$

$$0.5 \frac{m^3}{s} = \frac{1}{0.014} * (1 * y_n + 2 * y_n^2) * \left(\frac{1 * y_n + 2 * y_n^2}{1 + 2 * y_n * \sqrt{1 + 2^2}} \right)^{\frac{2}{3}} * 0.0041^{\frac{1}{2}}$$

$$y_n = 0.24m$$

Con el tirante normal para un canal de sección trapezoidal obtenido en función del caudal de diseño, se calcula el tirante crítico.

Las condiciones de estado crítico de flujo señalan que la energía específica es mínima por que el número de Froude es uno:

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g * D_H}} \quad ; \text{Número de Froude}$$

$$V = \sqrt{g * \frac{b * y_c + z * y_c^2}{b + 2 * z * y_c}}$$

$$\frac{\left(\frac{Q}{b * y_c + z * y_c^2}\right)^2}{g} = \frac{b * y_c + z * y_c^2}{b + 2 * z * y_c}$$

$$y_c = 0.23m$$

Por lo que $y_n > y_c$, el flujo en el canal de conducción es subcrítico casi considerando crítico.

Por consiguiente, se definen los parámetros hidráulicos del canal, área mojada, perímetro mojado, radio hidráulico, velocidad de flujo para esta sección.

$$A_m = b * y_n + z * y_n^2$$

$$A_m = 1m * 0.24m + 2 * (0.24m)^2$$

$$A_m = 0.36m^2$$

$$P_m = b + 2 * y_n * \sqrt{1 + z^2}$$

$$P_m = 1m + 2 * 0.24m * \sqrt{1 + 2^2}$$

$$P_m = 2.07m$$

$$R_H = \frac{A}{P}$$

$$R_H = \frac{0.36m^2}{2.07m}$$

$$R_H = 0.17m$$

$$V = \frac{Q}{A_m}$$

$$V = \frac{0.5m^3/s}{0.36m^2}$$

$$V = 1.41 \text{ m/s}$$

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g * D_H}}$$

$$Fr = \frac{1.41m/s}{\sqrt{9.81 \frac{m}{s^2} * 0.18m}}$$

$$Fr = 0.79$$

En la Tabla 48 se resumen los valores para el diseño geométrico del canal.

Tabla 48

Resultados del cálculo del canal trapezoidal

Parámetros	Símbolo	Valor	Unidad
Caudal de diseño	Q_{dis}	0.5	m^3/s
Tirante normal en el canal	y_n	0.24	m
Tirante crítico en el canal	y_c	0.23	m
Área mojada	A_m	0.36	m^2
Perímetro mojado	P_m	2.07	m
Radio hidráulico	R_H	0.17	m
Velocidad de flujo	V	1.41	m/s
Número de Froude	Fr	0.79	-
Tipo de flujo		Subcrítico	

Elaborado por: Los autores

5.4.1.4. Evaluación de alternativas

Al observar los resultados de las dos secciones se asemejan en cuanto a sección de flujo y también que tienen flujo subcrítico, este resultado tenía que cumplirse debido a que se ha considerado el ancho de 1m para las dos alternativas.

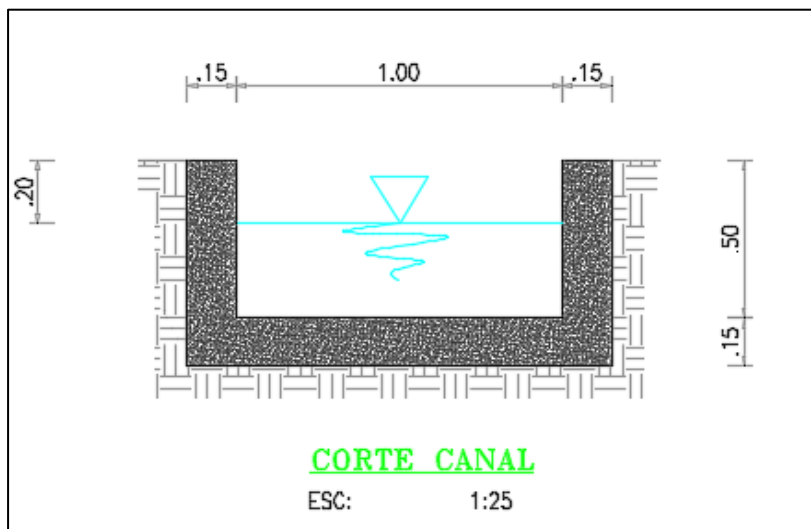
Una de las ventajas que presenta la sección trapezoidal es que resiste muy bien los empujes de tierra (Krochin, 1986), sin embargo, en el estudio de suelos realizado se comprobó que se tiene suelos predominantes de excelente resistencia y valores de densidad altas por encima de 1700 kg/cm^3 , por lo tanto, las paredes de los taludes son muy resistentes.

En cuanto a lo que economía respecta la sección rectangular tiene mayor facilidad para su rehabilitación con los antecedentes del tipo de suelo, la sección rectangular, no se tendría que volver a realizar ninguna excavación sino simplemente a revestir el canal con hormigón.

La sección rectangular revestida de hormigón es la óptima, como se detalla en la Figura 40.

Figura 40

Perfil transversal del canal rectangular de conducción



Elaborado por: Los autores

5.4.2. Tubería a presión

La tubería de presión es la que conduce el agua desde el tanque hacia la turbina, proceso mediante el cual la energía cinética es transformada en energía mecánica, está anclada al tanque, donde se suministra la suficiente cantidad de agua, se recomienda que sea lo más recta posible, siempre se debe ajustar a las condiciones topográficas del terreno.

Actualmente la tubería de presión se encuentra sin funcionamiento por algunos años, debido a problemas de acarreo de material flotante, ingreso de sedimentos, agentes oxidativos, sin mantenimiento lo que la misma se encuentra desgastada, desgaste del material todo esto ha llevado a ocasionar el taponamiento, como se puede observar en la Figura 41.

La tubería se encuentra soterrada recorre una longitud de 187.40m y una carga neta de 17.81m.

Figura 41

Estado actual de la tubería a presión



Elaborado por: Los autores

El diseño de la tubería consiste en encontrar el diámetro o sección óptima lo que implica un análisis técnico- económico, mientras mayor es el diámetro, la velocidad del flujo es menor por consiguiente menos pérdidas de carga, pero el costo de la tubería será mayor, y el caso contrario menor diámetro valores de velocidades y pérdidas mayores, pero el costo será menor, por lo se busca un equilibrio entre estos parámetros.

Las pérdidas de carga menores se dan por accesorios, cambio de sección en la entrada y salida, etc., también existe longitudinalmente por la fricción con el material de construcción, la importancia de este parámetro es que al existir pérdidas en la tubería se reducen valores de energía hidráulica por consiguiente ingresos económicos.

5.4.2.1. Consideraciones de diseño de la tubería a presión

- a) Considerando el valor económico elevado que representa el cambio de tubería, se debe buscar la optimización del diámetro para generar menores costos por mantenimiento y compra la misma.
- b) La optimización de la sección de la tubería depende del capital invertido en la construcción C_1 , y el costo de mantenimiento durante la vida útil C_2 .
- c) También para la optimizar de la sección depende de las pérdidas, por beneficios que se deja de recibir de la potencia y energía no generada “p” (Moncayo, 2007).
- d) Para realizar el análisis técnico - económico se basándose en dos criterios que son actualización del capital y anualidad del capital.

Actualización del capital: es la actualización por costos y pérdidas provocados en la vida útil del proyecto, a un capital similar al inicio de la explotación del proyecto (Moncayo, 2007).

Anualidad del capital: se basa en determinar los costos anuales de inversión y explotación asociándolos con los costos de pérdidas anuales por potencia y energía no generadas (Moncayo, 2007).

e) Para la optimización es necesario calcular los siguientes parámetros:

- El capital invertido para la construcción del proyecto C_1
- Los costos por operación y mantenimiento actualizados αC_2
- Las pérdidas por potencia y energía actualizadas αp

f) Para la elegir la sección óptima (D_{opt}), se debe generar las curvas que se encuentran a continuación, el diámetro será el punto donde se intersequen representando el menor valor.

- Curva del capital ($C_1 + \alpha C_2$)
- Curva de pérdidas (αp)
- Curva de optimización $(C_1 + \alpha C_2) + (\alpha p)$

g) Para el cálculo de C_2 correspondiente a mantenimiento y operación de la tubería se utiliza la expresión dada por (Moncayo, 2007).

$$Co_{2i} = \frac{C_{2i}}{(1+r)^i}$$

Donde:

i = Año cualquiera dentro del periodo de vida útil del proyecto.

n = Vida útil en años.

r = Tasa de interés anual.

El gasto total será la suma producido en los n años

$$Co = \sum \frac{C_{2i}}{(1+r)^i}$$

El valor de Co_{2i} varia cada año ya que al pasar de los años existe un incremento o decremento de sueldos, maquinarias o equipos, etc, pero para el siguiente análisis se considera que los costos son estables y no sufren ninguna variación, por lo tanto:

$$Co_{2i} = C_2$$

Para utilizar los valores de C_2 en la optimización de la tubería se debe actualizar, el cual debe ser afectado por un coeficiente de actualización α permitiendo conocer los valores de mantenimiento durante la vida útil de la tubería (Moncayo, 2007).

$$\alpha = \frac{[(1 + r)^n - 1]}{[r * (1 + r)^n]}$$

Finalmente se obtiene que $C_o = \alpha * C_2$

- h) Para el cálculo del capital C_1 se basa en los siguientes parámetros:

$$C_1 = CD + CI$$

CD =Costos Directos (costo total de la tubería)

CI =Costos Indirectos (porcentaje de los costos directos)

- i) Los costos indirectos CI se resumen en la Tabla 49, que incluyen porcentajes de gastos por ingeniería, financieros e imprevistos.

Tabla 49*Costos indirecto*

Costos Indirectos	Descripción	Porcentaje (%)
Por ingeniería y Administración	Ingeniería	4 a 6
	Administración	5 a 8
	Ingeniería y administración	9 a 12
Por imprevistos	Prefactibilidad	20 a 25
	Factibilidad	15 a 20
	Diseño	10 a 15
Por gastos financieros	$\sum (C.I. \text{ financiero } i) = CD_i(1+r)^n - CD_i$	$\sum (C.I. \text{ financiero } i)/CD$

Fuente: (Heredia & Andrade, 2013)

- j) Criterio para calcular las pérdidas por potencia y energía no generada (p), se considera el costo por KW de la potencia garantizada y el costo del KWh de la energía primaria y secundaria (Moncayo, 2007).

$$p = p_E + p_P$$

- k) Conforme a la Agencia de Regulación y Control de Electricidad (ARCONEL), el valor de kilovatio hora (KWh) es USD 0.078, para el periodo Enero – Diciembre 2020 como se puede ver en la Tabla 50.

Tabla 50

Cargos tarifarios en la provincia de Pichincha

RANGO DE CONSUMO	DEMANDA (USD/kW-mes)	ENERGIA (USD/kWh)	COMERCIALIZACION (USD/Consumidor)
CATEGORÍA	RESIDENCIAL		
NIVEL VOLTAJE	BAJO Y MEDIO VOLTAJE		
1-50		0,078	1,414
51-100		0,081	
101-150		0,083	
151-200		0,097	
201-250		0,099	
251-300		0,101	
301-350		0,103	
351-500		0,105	
501-700		0,1285	
701-1000		0,1450	
1001-1500		0,1709	
1501-2500		0,2752	
2501-3500		0,4360	
Superior		0,6812	
	RESIDENCIAL TEMPORAL		
		0,1285	
CATEGORÍA	GENERAL		
NIVEL VOLTAJE	BAJO VOLTAJE SIN DEMANDA		
1-300 Superior	COMERCIAL		1,414
		0,081	
		0,104	
1-300 Superior	E. OFICIALES, ESC. DEPORTIVOS, SERVICIO COMUNITARIO		
		0,071	
		0,094	
1-300 Superior	BOMBEO AGUA		
		0,061	
		0,084	
1-300 Superior	BOMBEO AGUA SERVICIO PÚBLICO DE AGUA POTABLE		
		0,058	
		0,066	
1-300 Superior	INDUSTRIAL ARTESANAL		
		0,062	
		0,094	

Fuente: (Agencia de Regulacion y Control de Electricidad (ARCONEL), 2019).Resolución

Nro. ARCONEL – 035/19

- 1) Algunos materiales frecuentemente utilizados para tuberías de presión en pequeñas y mini centrales hidroeléctricas son: (ITDG-PERÚ, 1995).

- Acero comercial

- Poli cloruro de vinilo (PVC)
- Polietileno de alta densidad
- Hierro dúctil centrifugado
- Asbesto – cemento
- Plástico reforzado con fibra de vidrio (GRP)

Para el proyecto de la mini central hidroeléctrica en Ayora se utiliza acero.

- m) Considerar que el acero comercial ha sido uno de los materiales más utilizados para tuberías de presión, además una de las ventajas es menos costosa, por cuanto resulta muy beneficioso en grandes longitudes de tubería (ITDG-PERÚ, 1995).
- n) La tubería será de acero y las propiedades que se pueden ver en la Tabla 51.

Tabla 51

Propiedades físicas de materiales para tuberías

Propiedades Físicas de los Materiales Para Tuberías		
Material	Esfuerzo de rotura (MN/m ²)	Densidad (KN/m ³)
Acero bajo %C	350	78.6
PVC	28	14
Polietileno	5.9 – 8.8	9.4
Hierro dúctil	310 - 520	70

Fuente: (ITDG-PERÚ, 1995). Manual de Mini y Microcentrales hidráulicas.

- o) Para la estimación de los costos anuales de mantenimiento C_2 se realiza mediante un porcentaje del capital inicial invertido $C_2 = U\% * C_1$, donde generalmente $U\%=0.7\%$ para conducciones (Krochin, 1986).
- p) Mientras el diámetro de la tubería incrementa el caudal que pasa por la tubería tiende a tener disminuir la velocidad por lo tanto las pérdidas serán menores lo que implica que los

costos de las pérdidas por potencia y energía se reducen representada por la curva de pérdidas descendentes (Ortiz, 2011).

5.4.2.2. Dimensionamiento de la tubería a presión

Para el cálculo es necesario valores de caudal, carga neta y la longitud de la tubería, los cuales se pueden observar en la Tabla 52 y Figura 42.

Tabla 52

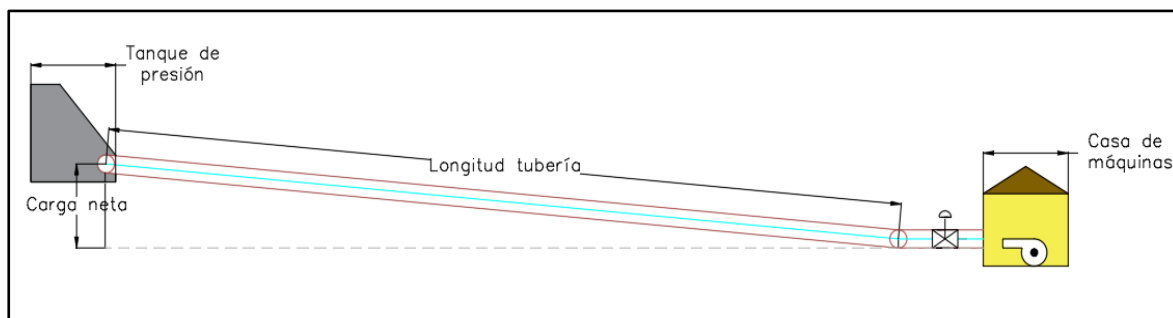
Parámetros necesarios para el cálculo de la sección óptima

Datos	Símbolo	Valor	Unidad
Caudal	Q	0.50	m ³ /s
Longitud de la tubería	L	187.40	m
Carga neta	H _{neta}	17.81	m
Viscosidad cinemática a 20°C	ν	0.000001007	m ² /s

Elaborado por: Los autores

Figura 42

Esquema de la tubería a presión



Elaborado por: Los autores

Previamente es importante definir el material de la tubería para determinar sus características como los diámetros comerciales, también debe cumplir con velocidades permisibles y el costo de la tubería sea bajo al igual que las pérdidas, se presentan en la Tabla 53 y Tabla 54.

Tabla 53

Valores de la rugosidad absoluta

Tabla 3.12 Valores de rugosidad absoluta (K) en mm			
Material	Estado		
	Bueno	Normal	Malo
Tuberías lisas PVC		0.003	
Poliétileno		0.003	
Resina de Poliéster con fibra de vidrio		0.003	
Concreto	0.6	0.15	0.6
Acero Comercial			
– no pintadas	0.015	0.03	0.06
– pintadas	0.03	0.06	0.15
– galvanizadas	0.06	0.15	0.3
Hierro fundido			
– nuevas	0.015	0.3	0.6
– viejas:			
corrosión leve	0.6	1.5	3.0
corrosión moderada	1.5	3.0	6.0
corrosión severa	6	15	30

Fuente: (ITDG-PERÚ, 1995). Manual de Mini y Micro centrales Hidroeléctricas.

Tabla 54

Características de la tubería de presión

Parámetros de la tubería	Símbolo	Valor	Unidad
Peso específico	γ acero	7.85	t/ m ³
Costo	\$ acero	1500	\$/T
Rugosidad absoluta	Δ	0.00003	m
Espesor de la tubería	e	0.009	m

Elaborado por: Los autores

Los diámetros de la tubería que se van analizar están en un rango de (350-700) mm, se considera la relación que existe entre el costo y las pérdidas, mientras mayor es el diámetro existe menor pérdidas por fricción, pero el costo se eleva, y el caso contrario mientras la sección sea menor el costo también, pero existe mayores pérdidas por la fricción.

5.4.2.2.1. Análisis de pérdidas de carga

El caudal a turbinar es aquel que llega desde la captación (0.5 m³/s), se determina la sección hidráulica para cada uno de los diámetros propuestos, también se calcula la velocidad de flujo revisando que se encuentren dentro de los límites permisibles, para posteriormente calcular las pérdidas de carga, para lo cual se utiliza las siguientes ecuaciones:

$$v = \frac{Q}{w}$$

$$w = \frac{\pi * D^2}{4}$$

Donde:

v = velocidad de flujo (m/s).

Q = caudal a turbinar (m³/s).

w = sección de la tubería (m²).

D = diámetro de la sección (m).

a) Pérdidas locales h_j

Las pérdidas de carga locales se calculan con la siguiente expresión:

$$h_j = \xi_j * \frac{v^2}{2g}$$

Donde:

ξ_j = coeficiente de pérdida.

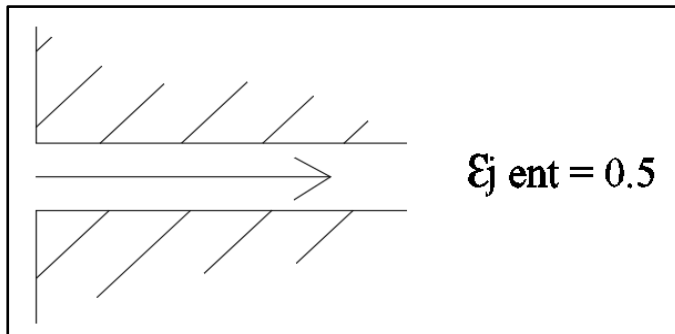
v = velocidad de flujo (m).

g = aceleración de la gravedad (m2/s).

La Figura 43 representa el coeficiente de pérdida de entrada ($\xi_{j\ ent}$) se generan por el cambio de sección al ingreso en la tubería de presión, en el tanque de carga.

Figura 43

Pérdida a la entrada

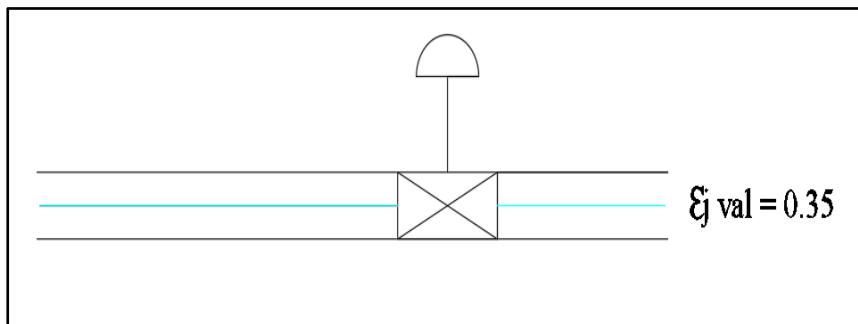


Fuente: (Calero , 2018). Obras Hidráulicas I

La pérdida por válvula abierta ($\xi_{j\ val}$), son provocadas por abrir la válvula en la casa de máquinas, se representa en el Figura 44.

Figura 44

Pérdidas por válvula abierta

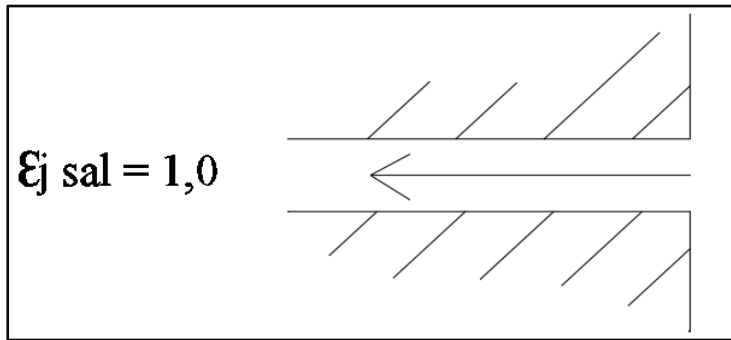


Fuente: (Calero , 2018). Obras Hidráulicas I

Las pérdidas a la salida ($\xi_{j\ sal}$) son generadas a la final de la tubería de presión cuando llega a la casa de máquinas se presenta en la Figura 45.

Figura 45

Pérdidas por la salida del flujo



Fuente: (Calero , 2018). Obras Hidráulicas I

Se realiza la sumatoria de los coeficientes de pérdidas de carga locales que se encuentran a lo largo de la tubería y se representa mediante la siguiente ecuación:

$$h_j = 1.85 * \frac{v^2}{2g}$$

*No coloca rejilla en la tubería ya que existe una en tanque a presión, impidiendo el paso de material sólido.

b) Las pérdidas longitudinales h_L

Se determinar mediante la expresión de Darcy-Weisbach para flujos a presión:

$$h_L = \lambda * \frac{L}{D} * \frac{v^2}{2g}$$

Donde:

λ = factor de fricción, adimensional.

hf = pérdida por fricción (m).

D = diámetro (m).

L = longitud del tubo (m)

v = Velocidad del flujo (m/s)

g = aceleración de la gravedad (9.81m/s²)

El número de Reynolds (Re) determina el tipo de flujo mediante la siguiente expresión:

$$Re = \frac{v * D}{\nu}$$

$Re > 2000$ el flujo es turbulento

$Re < 2000$ flujo es laminar

Donde:

Re = número de Reynolds.

v = velocidad de flujo en la tubería (m/s).

D = diámetro (m).

ν = viscosidad cinemática del agua a 20° C.

Con la siguiente expresión se calcula los límites de la zona de turbulencia:

Límite inferior de la subzona de turbulencia:

$$Re' = \frac{10}{\Delta_R}$$

Límite superior de la subzona de turbulencia:

$$Re'' = \frac{500}{\Delta_R}$$

El cálculo de la rugosidad relativa, se realiza mediante la siguiente expresión:

$$\Delta_R = \frac{\Delta}{D}$$

Donde:

Δ = rugosidad absoluta.

D = diámetro

Para determinar el factor de fricción λ existen ecuaciones propuestas por diferentes autores de acuerdo con el tipo de régimen que se encuentre, a continuación, se expresan las siguientes (Sotelo, 1994).

Flujo laminar: (Hagen Poiseuille)

$$\lambda = \frac{64}{Re}$$

Flujo Turbulento:

Flujo de tubo liso ($Re \leq Re'$):

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 2 * \log(Re\sqrt{\lambda}) - 0.8$$

Flujo precuadrático ($Re' < Re < Re''$): (Colebrook-White)

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 * \log\left(\frac{2.51}{Re\sqrt{\lambda}} + \frac{\Delta_R}{3.7}\right)$$

Flujo cuadrático ($Re \geq Re''$):

$$\lambda = \frac{0.25}{\left(\log \frac{\Delta_R}{3.7}\right)^2}$$

c) La pérdida total

Es la sumatoria de las pérdidas longitudinales o de fricción y las pérdidas locales, en la Tabla 55 se presenta el cálculo.

$$hf = h_L + h_j$$

Tabla 55*Pérdidas de carga total*

Diámetros D(mm)	Diámetros D(m)	w (m2)	v (m/s)	Re	Tipo de Flujo	ΔR
350	0,35	0,096	5,2	1806270	Turbulento	0,00009
400	0,4	0,126	3,98	1580486	Turbulento	0,00008
450	0,45	0,159	3,14	1404876	Turbulento	0,00007
500	0,5	0,196	2,55	1264389	Turbulento	0,00006
550	0,55	0,238	2,1	1149444	Turbulento	0,000055
600	0,6	0,283	1,77	1053657	Turbulento	0,00005
650	0,65	0,332	1,51	972607	Turbulento	0,000046
700	0,7	0,385	1,3	903135	Turbulento	0,000043
Re''	Re'	Zona de turbulencia	Λ	h _j (m)	h _L (m)	h _f (m)
116667	5833333	Precuadrático	0,0127	2,55	9,36	11,91
133333	6666667	Precuadrático	0,01264	1,49	4,78	6,27
150000	7500000	Precuadrático	0,01258	0,93	2,64	3,57
166667	8333333	Precuadrático	0,01251	0,61	1,55	2,16
183333	9166667	Precuadrático	0,01245	0,42	0,96	1,38
200000	10000000	Precuadrático	0,01257	0,29	0,63	0,92
216667	10833333	Precuadrático	0,01262	0,21	0,42	0,64
233333	11666667	Precuadrático	0,01268	0,16	0,29	0,45

Elaborado por: Los autores

5.4.2.2.2. Potencia hidráulica de la turbina

Con las pérdidas de cargas totales se obtiene la potencia hidráulica no generada y la energía eléctrica producida para la mini central hidroeléctrica que tendrá un costo de \$ 0.078 KWh.

a) Potencia hidráulica útil o aprovechable

La potencia útil generada por la turbina se obtiene mediante la siguiente ecuación (Ortiz, 2011).

$$P = Q * H_n * \gamma * \eta_T$$

Donde:

Q = caudal en m³/s.

H_n = carga neta de la turbina (m).

γ = peso específico del agua en (kN/ m³).

η_T = coeficiente de eficiencia de la turbina.

La carga neta para potencia aprovechable se calcula restando las cargas totales producidas en la tubería de la altura bruta.

$$H_n = H_b - h_f$$

Donde:

H_n = carga neta de la turbina (m).

H_b = carga bruta de la turbina (m).

h_f = pérdidas totales en la tubería (m).

b) **Potencia hidráulica no generada**

Para encontrar la potencia no generada producida por las pérdidas totales de carga que existen en la tubería, se reemplaza la carga neta H_n por la obtenida de las pérdidas h_f .

$$P_p = Q * h_f * \gamma * \eta_T$$

En la Tabla 56 se describe los valores identificando los datos generales para la turbina como eficiencia de la turbina, peso específico del agua, costo del KWh, para el cálculo de potencia hidráulica.

Tabla 56

Características de la turbina

Datos de la turbina	Símbolo	Valor	Unidad
Eficiencia	η	0.89	
Peso específico del agua	γ	9.81	KN/ m ³
Costo de energía	\$	0.078	KWh/año

Elaborado por: Los autores

c) Costos comerciales de energía

El costo perdido de energía por pérdidas realiza mediante la siguiente ecuación en función de la potencia.

$$E_p = P_p * C_E * 8760 \text{ h/año}$$

Donde:

P_p = potencia pérdida (kW)

C_E = costo ponderado de la energía media anual a comercializarse.

La Tabla 57 presenta los resultados de costos por energía producida y pérdida anualmente.

Tabla 57

Generación y pérdidas anuales de potencia y energía

Diámetros	Potencia Generada	Potencia Pérdida	Energía Producida	Producción anual	Pérdida anual
mm	KW	KW	KW/año	\$/año	\$/año
350	78,62	52,6	619857,8	53721	35915,6
400	78,62	27,7	516548,1	53721	18915,8
450	78,62	15,8	516548,1	53721	10771,3
500	78,62	9,5	516548,1	53721	6518,6
550	78,62	6,1	516548,1	53721	4148,2
600	78,62	4,1	516548,1	53721	2776,9
650	78,62	2,8	516548,1	53721	1915,7
700	78,62	2	516548,1	53721	1361

Elaborado por: Los autores

5.4.2.2.3. Determinación de los costos anuales de inversión C_1

La estimación del costo anual del capital se lo realizará tomando en cuenta los costos directos e indirectos invertidos para la construcción de la tubería, el cual servirá para realizar la curva de capital C_1 .

a) Costos directos

Hablar de costos directos es referirse a rubros que son ejecutados y cancelados mediante un análisis de precios unitarios (APU), como este análisis es a nivel de factibilidad solo se considera la materia prima.

$$C1 = CD + CI$$

La tubería tiene un espesor de 0.009 m con la que se calcula la sección de acero para determinar el volumen.

$$A = \pi * (R^2 - r^2)$$

Donde:

R = radio externo de la tubería de presión.

r = radio interno de la tubería de presión.

$$V = \pi * (R^2 - r^2) * L$$

Donde:

L = longitud de la tubería de presión.

Para determinar el peso (W) del acero se multiplica el volumen por el peso específico del material (7.85 T/ m³).

$$W = V * \gamma_{\text{acero}}$$

Por lo tanto, el costo directo CD generado por el material la tubería se expresa con la siguiente ecuación.

$$CD = W * \text{precio de la tubería}$$

2.-Costos indirectos

Los costos indirectos son aquellos que no intervienen en el proceso de construcción, pero son necesarios para la ejecución de un proyecto, representan un porcentaje de cada concepto de trabajo los cuales pueden ser gastos por ingeniería, administración, imprevistos y financieros.

$$CI = \% * CD$$

A continuación, se presenta la Tabla 58 con valores de costos indirectos basándose en porcentajes propuestos por (Moncayo, 2007) en “Optimización de Conductos de Proyectos Hidroeléctricos”

Tabla 58

Porcentajes de costos indirectos

Descripción	Unidad	Valor
C.I. por Ingeniería y Administración	%	10
C.I. por Imprevistos	%	15

Elaborado por: Los autores

Para obtener los costos indirectos por gastos financieros es necesario conocer el tiempo de construcción del proyecto y el precio de la tubería (CD), debido se analizan varios diámetros el costo directo cambia para lo cual se utiliza el promedio, los datos para el cálculo se pueden ver en la Tabla 59.

$$\%CI_{financieros} = \frac{\sum CI_{financieros}^i}{CD}$$

Donde:

CD = costos directos.

CDi = capital invertido en un año i .

r = tasa de interés (8 a 12%).

n = número de años desde la inversión anual hasta la explotación.

$\%CI_{financieros}$ = porcentaje de costos financieros.

Tabla 59

Parámetros para el cálculo del porcentaje por gasto financiero

Datos	Valor
Diámetro de la tubería	500 mm
Costo directo (CD)	34456.5
Capital invertido en el año i	103369.6
Tasa de interés	10%

Elaborado por: Los autores

$$\sum CI_{financieros}^i = CDi(1 + r)^n - CDi$$

$$\sum CI_{financieros}^i = 34456.5$$

$$\%CI_{financieros} = \frac{5045.4}{34456.5}$$

$$\%CI_{financieros} = 0.15$$

Una vez obtenido los valores porcentuales para la determinación del costo directo se obtiene el valor de C_1 mediante la siguiente expresión:

$$C_1 = CD + \%CD$$

$$C_1 = CD + [(0.10 + 0.15 + 0.15) * CD]$$

5.4.2.2.4. Determinación de los costos anuales por mantenimiento C_2

Partiendo de criterios adoptados de “Optimización de Conducciones de Proyectos Hidroeléctricos” (Moncayo, 2007) , el cual propone porcentajes para la determinar el valor de C_1 que están entre 0.5 y 1, para conductos se asume un valor de 0.7%.

$$C_2 = U\% * C_1$$

En la Tabla 60 se presenta el cálculo de capital inicial, mantenimiento anual y coeficiente de actualización para los diámetros propuestos.

Tabla 60

Valores anuales por capital inicial y mantenimiento

Diámetro	Capital Inicial	Mantenimiento anual	Coeficiente de actualización	Mantenimiento total
D(mm)	C ₁ (\$)	C ₂ (\$)	α	αC ₂ (\$)
350	33401,65	23381,15	6,14	143667,1
400	38306,44	26814,51	6,14	164763,6
450	43211,24	30247,87	6,14	185860
500	48116,03	33681,22	6,14	206956,5
550	53020,83	37114,58	6,14	228053
600	57925,62	40547,93	6,14	249149,5
650	62830,42	43981,29	6,14	270246
700	67735,21	47414,65	6,14	291342,5

Elaborado por: Los autores

5.4.2.2.5. Curva de optimización

Para la graficar curva de optimización es necesario calcular el coeficiente de actualización que se encuentra en función de la tasa de interés y el número de años para el pago del préstamo de la construcción de 10 años con una tasa de interés del 10%, y se calcula con la siguiente expresión propuesta en “Optimización de Conducciones de Proyectos Hidroeléctricos” (Moncayo, 2007), los resultados se pueden ver en la Tabla 61 y Figura 46.

$$\alpha = \frac{[(1 + r)^n - 1]}{[r * (1 + r)^n]}$$

$$\alpha = \frac{[(1 + 0.10)^{10} - 1]}{[0.10 * (1 + 0.10)^{10}]}$$

$$\alpha = 6.14$$

a) Curva de capital

Esta curva es ascendente se realiza con los valores obtenidos del capital inicial C_1 y los costos por mantenimiento afectados por el valor de actualización, en las ordenadas se representa valores de $C_1 + \alpha C_2$, y en las abscisas los diámetros analizados.

b) Curva de pérdidas

Esta curva se grafica con los valores calculados de energía y potencia no generada, es descendente también es afectada por el valor de actualización α , por lo que las ordenadas representan α pérdidas y en las abscisas los diámetros analizados.

c) Sección de la tubería óptima

La sección óptima es el resultado de la construcción de la curva de optimización, se obtiene la curva con la suma de la curva de capital y la curva de pérdidas $[(C_1 + \alpha C_2) + \alpha p]$, el diámetro óptimo es el valor más bajo en la curva, representa menores costos y pérdidas totales en la tubería.

Tabla 61

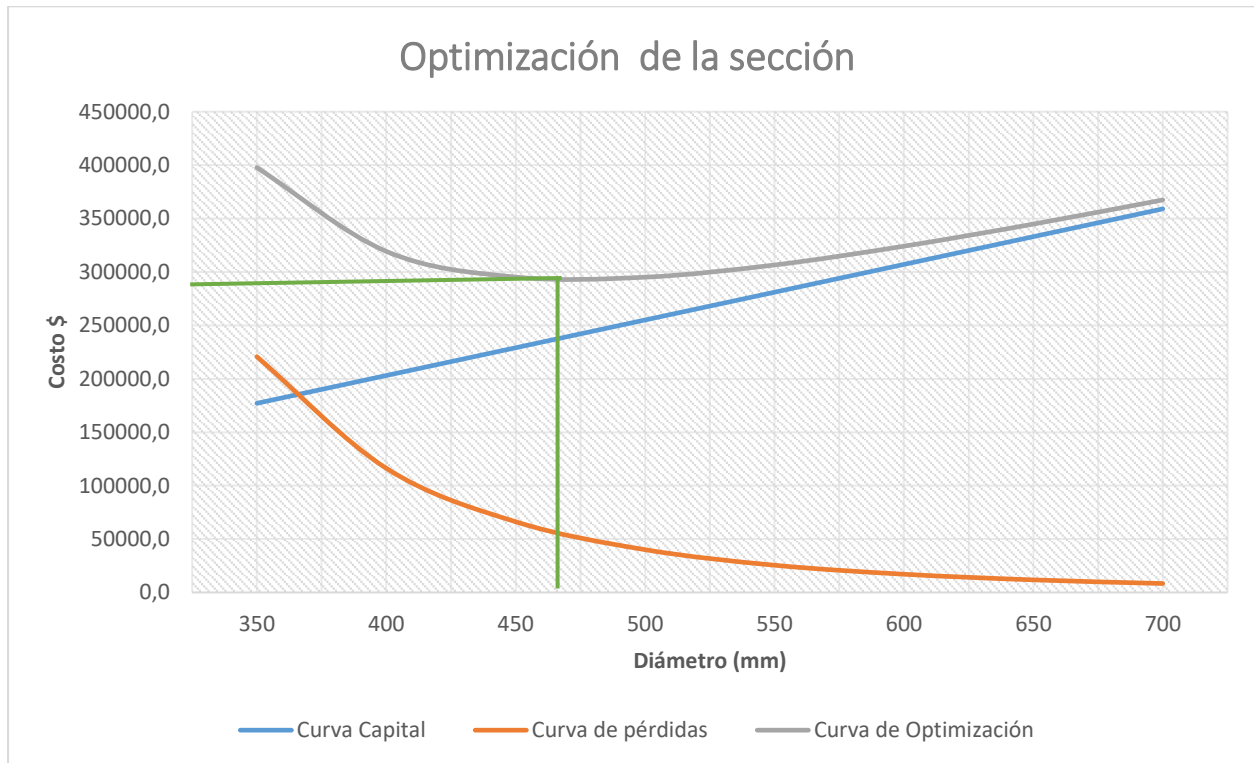
Curvas para la optimización de sección de la tubería

Diámetro	Amortización Total	Curva capital	Curva de pérdidas	Curva de optimización
D (mm)	αC_2 (\$)	$C_1 + \alpha C_2$ (\$)	α pérdidas (\$)	(\$)
350	143667,1	177068,7	220685,5	397754,2
400	164763,6	203070	116229,6	319299,6
450	185860	229071,3	66185	295256,3
500	206956,5	255072,6	40054,1	295126,7
550	228053	281073,8	25488,6	306562,4
600	249149,5	307075,1	17063,1	324138,2
650	270246	333076,4	11771,4	344847,8
700	291342,5	359077,7	8362,9	367440,5

Elaborado por: Los autores

Figura 46

Curva de optimización de la sección



Elaborado por: Los autores

La mejor sección para la tubería es de 470 mm obtenidos mediante la curva de optimización, pero se debe utilizar un diámetro comercial por lo que será de 500mm.

5.5. Obras de Protección

5.5.1. Pozo de disipación

5.5.1.1. Consideraciones de diseño del pozo de disipación

- El pozo de disipación como se le conoce implica la profundización del fondo del cauce al pie del perfil hidrodinámico USBR hasta lograr que el resalto hidráulico que no sea desplazado por el contrario sea ligeramente sumergido.

- b) Los procesos de disipación de energía se dan lugar al pie del perfil hidrodinámico USBR, al final de los flujos críticos, se produce simultáneamente la transición de un flujo supercrítico a un subcrítico.
- c) El resalto hidráulico es un proceso de transición de flujos de supercrítico a subcrítico, es decir con alta energía cinética y baja energía potencial a uno con baja energía cinética y alta energía potencial, originando pérdidas durante el proceso debido al trabajo de las fuerzas de fricción (Sotelo, 1994).
- d) El caudal de diseño será el caudal máximo del río San José en la zona de captación.
- e) El enrocado que va a continuación del pozo disipador de energía debe estar construido con una pendiente pequeña de 1% en toda su longitud, para que el flujo vuelva a retomar su estado supercrítico.
- f) La longitud del pozo de disipación está en función de las conjugadas del resalto hidráulico, y debe tener una profundidad que no supere el nivel de agua aguas abajo, este resalto debe estar sumergido (Sotelo, 1994).
- g) Para que el resalto sea sumergido, la segunda conjugada del resalto hidráulico debe ser menor a la suma de profundizamiento (t) del pozo con el nivel de agua, aguas abajo del perfil hidrodinámico USBR, como se muestra en la Figura 47.

$$h'' < t + h_{río}$$

Donde:

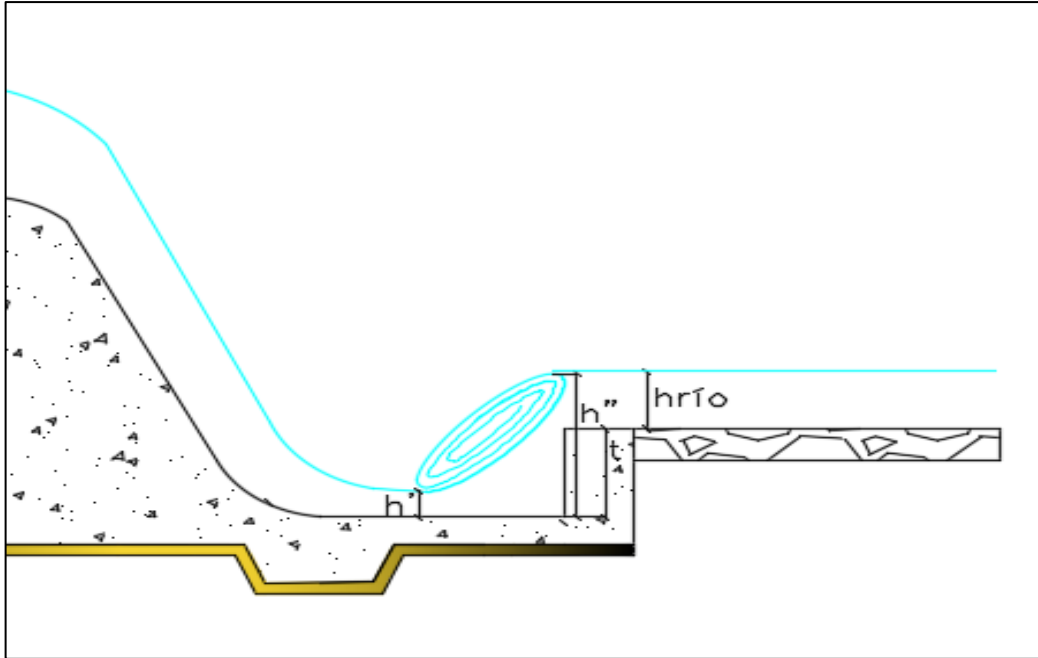
h'' = segunda conjugada del resalto hidráulico

t = profundidad del pozo

$h_{río}$ = nivel de agua aguas abajo

Figura 47

Paramentos del resalto hidráulico



Elaborado por: Los autores

- h) Para determinar la profundidad contraída se utiliza la ecuación de Bernoulli que está en función de la energía aguas arriba de la presa vertedero, los parámetros que intervienen es la carga de agua sobre la cresta del vertedero, la carga generada por la velocidad, y la altura del vertedero, se representan en la Figura 48.

$$ET = P + H_o + h_o$$

$$ET = P + H_o + \frac{v^2}{2g}$$

Donde:

ET = energía total aguas arriba de la presa vertedero (m).

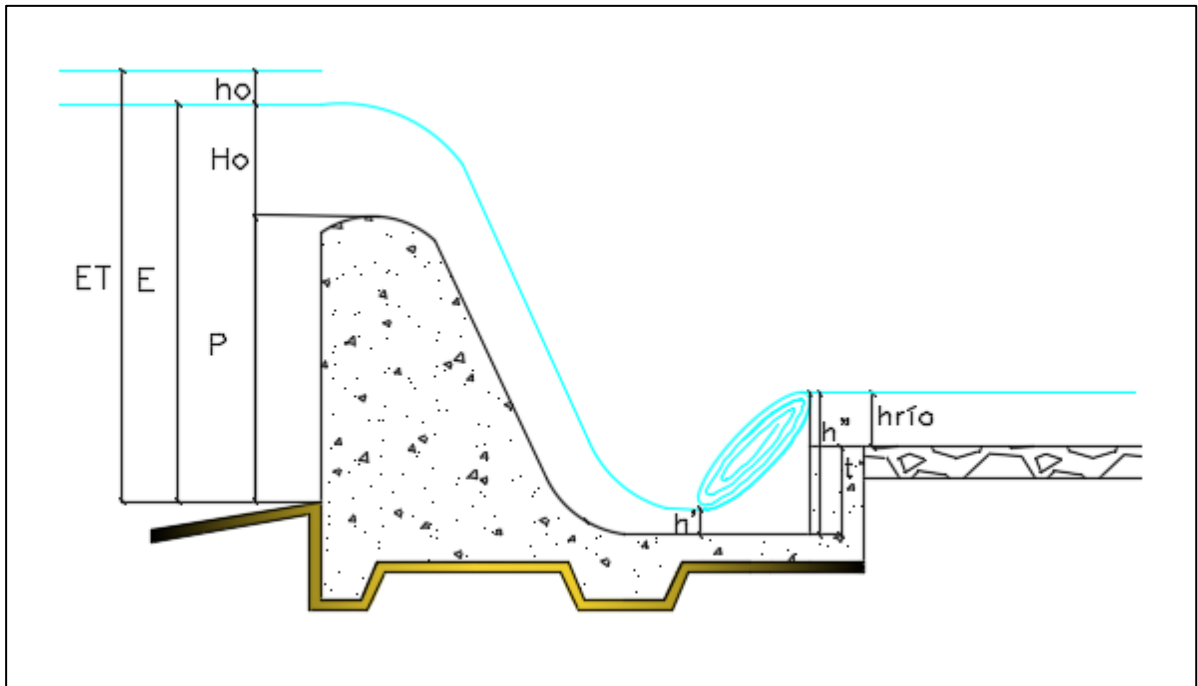
P = altura de la presa vertedero (m).

H_o = carga de agua sobre la cresta del vertedero (m).

$\frac{v^2}{2g}$ = carga producida por la velocidad de acercamiento (m).

Figura 48

Paramentos de la presa vertedero



Elaborado por: Los autores

- i) La segunda conjugada para el cálculo de la profundidad del pozo de disipación es la siguiente fórmula.

$$h'' = \frac{h'}{2} \left[\sqrt{1 + 8 \left(\frac{h_{cr}}{h'} \right)^3} - 1 \right]$$

Donde:

h'' = segunda conjugada (Calado conjugado) (m).

h' = primera conjugada (Calado contraído) (m).

h_{cr} = profundidad crítica (m).

- j) Para el cálculo de la profundidad crítica se utiliza la siguiente ecuación demostrada en el canal de conducción.

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$$

h_{cr} = profundidad crítica (m).

q = caudal unitario (m).

g = aceleración de gravedad (9.81m/s²)

- k) Para la longitud del resalto hidráulico se utiliza valor medio de las siguientes fórmulas experimentales.

$$Lr = 2.5(1.9h'' - h') \text{ segun Pavlovski}$$

$$Lr = 5(h'' - h') \text{ segun Bakmetev}$$

$$Lr = 4.5 h'' \text{ segun Safrabetz}$$

Donde:

h'' = Segunda conjugada (m).

h' = Primera conjugada (m).

- l) La longitud de vuelo que recorre el caudal al cruzar el perfil hidrodinámico USBR hasta la profundidad contraída se calcula con la siguiente fórmula.

$$Lv = v_{cr} * t$$

Donde:

v_{cr} = velocidad crítica (m/s).

t = tiempo de vuelo (s).

m) Para el espesor de la losa de disipación se ocupa la siguiente ecuación

$$\delta = \frac{\gamma_0 * h_0}{\gamma_H}$$

Donde:

δ =Espesor de la losa de disipación (m).

γ_0 = Peso específico del agua (kg/m³)

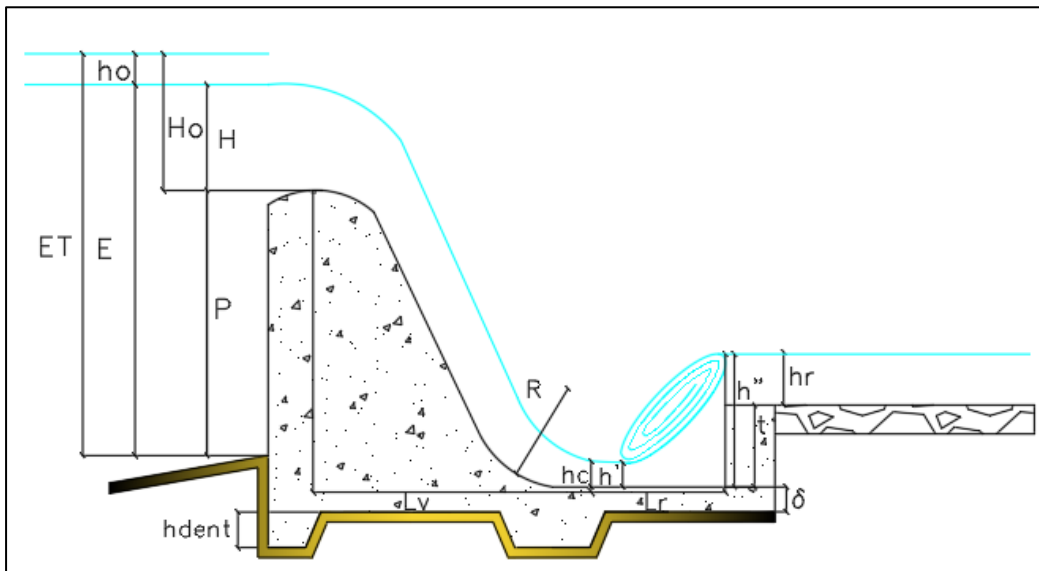
γ_H = Peso específico del hormigón (kg/m³)

5.5.1.2. Dimensionamiento del pozo de disipación

Se representa en un esquema de la obra en la Figura 49, para el diseño es necesario los valores de la Tabla 62.

Figura 49

Esquema de la presa vertedero con su obra de disipación



Elaborado por: Los autores

Tabla 62

Parámetros para el diseño del pozo de disipación

Datos	Descripción	Valor	Unidad
Sección transversal del río	$B_{río}$	15	m
Pendiente del río en el sitio de captación	I	4,6	%
Coefficiente de Manning para la sección del río	n	0,07	
Caudal de diseño	Q_{dis}	262,15	m^3/s

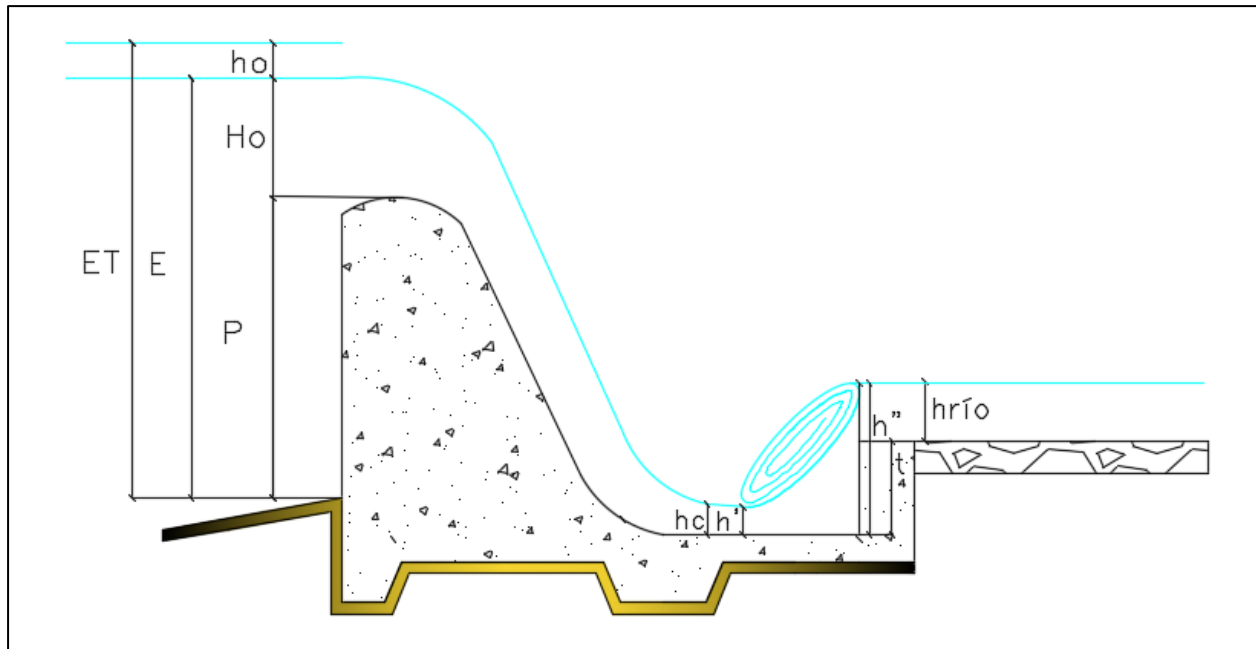
Elaborado por: Los autores

Los parámetros que se encuentran a continuación son fundamentales para el dimensionamiento aguas abajo del perfil hidrodinámico USBR y se representa en la Figura 50.

- 1.- Profundidad normal del río aguas abajo ($h_{río}$).
- 2.- Profundidad crítica (h_c).
- 3.- Profundidad contraída (h').

Figura 50

Esquema del resalto hidráulico



Elaborado por: Los autores

Para el cálculo de la profundidad del río aguas abajo (h_{rio}), se utiliza la ecuación de Manning para canales abiertos.

$$Q = \frac{A}{n} * R^{\frac{2}{3}} * i^{1/2}$$

$$Q_{dis} = \frac{h_{rio} * B_{rio}}{n} * \left(\frac{Y_n * B_{rio}}{2 * Y_n + B_{rio}} \right)^{\frac{2}{3}} * i^{1/2}$$

$$262.15 = \frac{h_{rio} * 15}{0.07} * \left(\frac{Y_{rio} * 15}{2 * Y_{rio} + 15} \right)^{\frac{2}{3}} * (0.046)^{1/2}$$

$$h_{rio} = 3.28m$$

Se procede a calcular el tirante crítico o la profundidad crítica con la siguiente expresión anteriormente descrita.

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$$

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{(17.5)^2}{9.81}}$$

$$h_{cr} = 3.15 m$$

Para el cálculo de la primera conjugada o profundidad contraída al pie del perfil hidrodinámico USBR o presa vertedero es necesario utilizar los criterios de conservación de energía aguas arriba hacia aguas abajo para encontrar la incógnita buscada h' , ecuaciones antes descritas, parámetros calculados en el dimensionamiento de la presa vertedero.

$$ET = P + H_o + h_o$$

$$ET = 3 + 3.73 + 0.34$$

$$ET = 7.07 m$$

Por el criterio de conservación de energía hacia aguas abajo se puede definir la altura total de energía al pie del vertedero (aguas abajo), en función de la profundidad contraída, para lo cual se considera 10% de pérdidas por fricción.

$$ET_{aguas\ arriba} = E_{aguas\ abajo}$$

$$ET = hc + 1.1 * \frac{q^2}{hc^2 * 2 * g * \varphi^2}$$

Donde:

ET = energía total aguas arriba (m).

hc = profundidad contraída (m).

g = aceleración de gravedad (m^2/s).

φ = coeficiente de velocidad.

$$ET = hc + 1.1 * \frac{q^2}{hc^2 * 2 * g * \varphi^2}$$

$$7.07 = hc + 1.1 * \frac{17.5^2}{hc^2 * 2 * 9.81 * 0.95^2}$$

$$hc = 1.92m$$

*La profundidad contraída es igual a la primera conjugada del resalto hidráulico $hc = h'$.

Una vez obtenido la primera conjugada del resalto hidráulico, es necesario hallar la segunda conjugada que está en función de la primera conjugada, esta servirá para la comprobación del resalto, que no sea desplazado por el contrario sea sumergido.

$$h'' = \frac{h'}{2} \left[\sqrt{1 + 8 \left(\frac{hcr}{h'} \right)^3} - 1 \right]$$

$$h'' = \frac{1.92}{2} \left[\sqrt{1 + 8 \left(\frac{3.15}{1.92} \right)^3} - 1 \right]$$

$$h'' = 4.78m$$

Con la segunda conjugada se comprueba con que el resalto sea sumergido

$$h'' < h_{rio}$$

$$4.78 \text{ m} > 3.28m$$

Si el resalto no está sumergido, cumple con la condición $h'' > h_{rio}$ significa que es desplazado, en este caso de debe aumentar un valor de la profundidad del pozo (t) y calcular nuevamente hasta que cumpla con la condición de sumergencia.

Se vuelve a calcular la energía aumentando el valor de profundidad del pozo, luego la segunda conjugada se calcula nuevamente hasta que se compruebe que el resalto cumpliendo con la condición $h'' > t + h_{rio}$.

$$ET + t = hc + \frac{q^2}{hc^2 * 2 * g * \varphi^2}$$

$$7.07 + 2.3 = hc + (1.1 * \frac{17.5^2}{hc^2 * 2 * 9.81 * 0.95^2})$$

$$hc = 1.57 \text{ m}$$

$$hc = h'$$

$$h'' = \frac{h'}{2} \left[\sqrt{1 + 8 \left(\frac{hcr}{h'} \right)^3} - 1 \right]$$

$$h'' = \frac{1.57}{2} \left[\sqrt{1 + 8 \left(\frac{3.15}{1.57} \right)^3} - 1 \right]$$

$$h'' = 5.61m$$

$$h'' < t + h_{rio}$$

$$5.61m < 2.3m + 3.28m$$

$$5.61m < 5.63m$$

Por lo tanto, la profundidad del pozo de disipación es de $t = 2.3$ m.

Al cumplir los parámetros anteriores se calcula la longitud del resalto (L_r) con las fórmulas indicadas en los criterios de diseño.

$$L_r = 2.5(1.9h'' - h') = 2.5 * (1.9 * 5.61 - 1.55) = 22.7 \text{ m}$$

$$L_r = 5(h'' - h') = 5 * (5.61 - 1.55) = 20.3m$$

$$L_r = 4.5 h'' = 4.5 * (5.61) = 25.2 \text{ m}$$

Se tiene una longitud del resalto igual a 20 m

Para determinar de la longitud de vuelo (L_v), se calcula la velocidad crítica con la profundidad crítica anteriormente obtenida.

$$v_{cr} = \frac{q}{h_{cr}}$$

$$v_{cr} = \frac{17.5}{3.15}$$

$$v_{cr} = 5.6 \text{ m/s}$$

También se determina el tiempo de vuelo (t), con la expresión que está en función de la profundidad crítica y la altura del perfil hidrodinámico USBR desde aguas abajo.

$$tv = \sqrt{\frac{2 * (0.5hcr + hp)}{g}}$$

$$tv = \sqrt{\frac{2 * (0.5(5.6) + 3)}{9.81}}$$

$$tv = 1.08s$$

Remplazando los parámetros anteriores

$$Lv = vcr * tv$$

$$Lv = 5.6 * 1.08$$

$$Lv = 6 m$$

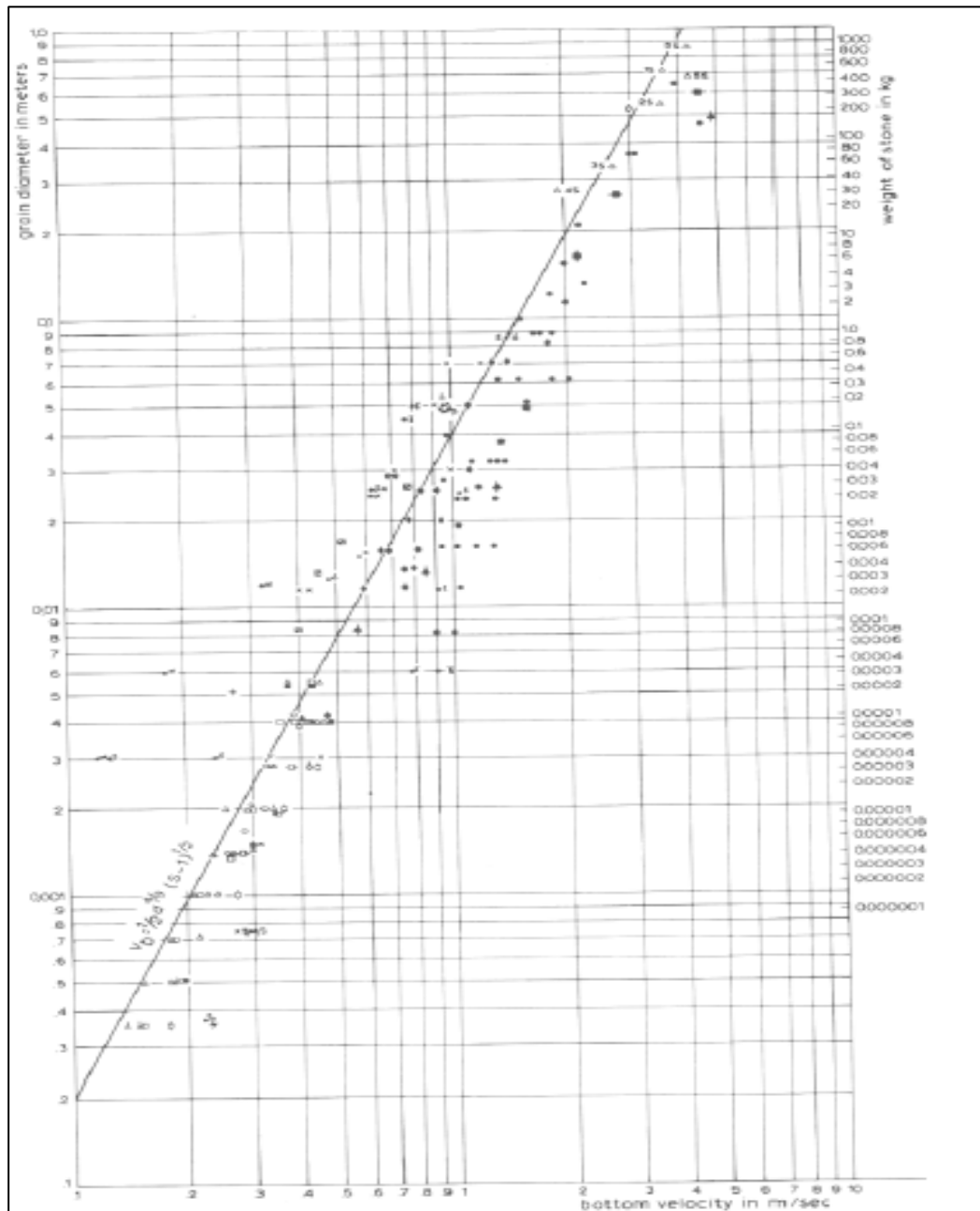
5.5.2. *Enrocado*

5.5.2.1. Consideraciones de diseño para el enrocado

- a) El enrocado tiene el propósito de bajar la velocidad y por lo tanto la socavación producida por el caudal aguas abajo de la presa vertedero o perfil hidrodinámico USBR, para lo cual se utiliza piedra bola.
- b) El diseño consiste en encontrar el diámetro de la roca y peso, esta función de la velocidad aguas abajo del perfil hidrodinámico USBR.
- c) Se utiliza la Figura 51 para determinar el diámetro de la roca.

Figura 51

Diámetro y peso de la roca



Fuente : (Wageningen-Delft Hydraulics Laboratory, 2006)- Discharge Measurement Structures, International Institute for Land Reclamation and Improvement /ILRI.

- d) Para asegurar la estabilidad del enrocado se debe colocar un dentellón al final con el cual se mantiene confinado, la altura del dentellón debe ser mayor a la profundidad de socavación al final de la sección enrocada.
- e) Bajo el enrocado se debe colocar un filtro con el objetivo de no perder material fino por acción hidrodinámica (Krochin, 1986).
- f) Para obtener la velocidad media aguas abajo del perfil hidrodinámico USBR se utiliza la siguiente expresión:

$$Qdis = vn * hn * Brío$$

$Qdis$ = caudal de máximo (m³/s).

vn = velocidad media (m²/s)

hn = calado normal en el enrocado (m).

$Brío$ = ancho del perfil hidrodinámico USBR(m).

5.5.2.2. Dimensionamiento del enrocado

En la siguiente Tabla 63 se encuentran los valores necesarios para el diseño geométrico.

Tabla 63

Parámetros del sitio de captación para el cálculo de la obra de disipación

Datos	Descripción	Valor	Unidad
Ancho del río	Brío	15	m
Caudal máximo del río San José	Qmax	262.15	m ³ /s
Calado normal	Yn	3,28	m

Elaborado por: Los autores

Se calcula la velocidad en la parte inicial del enrocado.

$$Qdis = vn * hn * Brío$$

$$393.22 = vn * 3.28 * 15$$

$$v_n = 7.99 \text{ m/s}$$

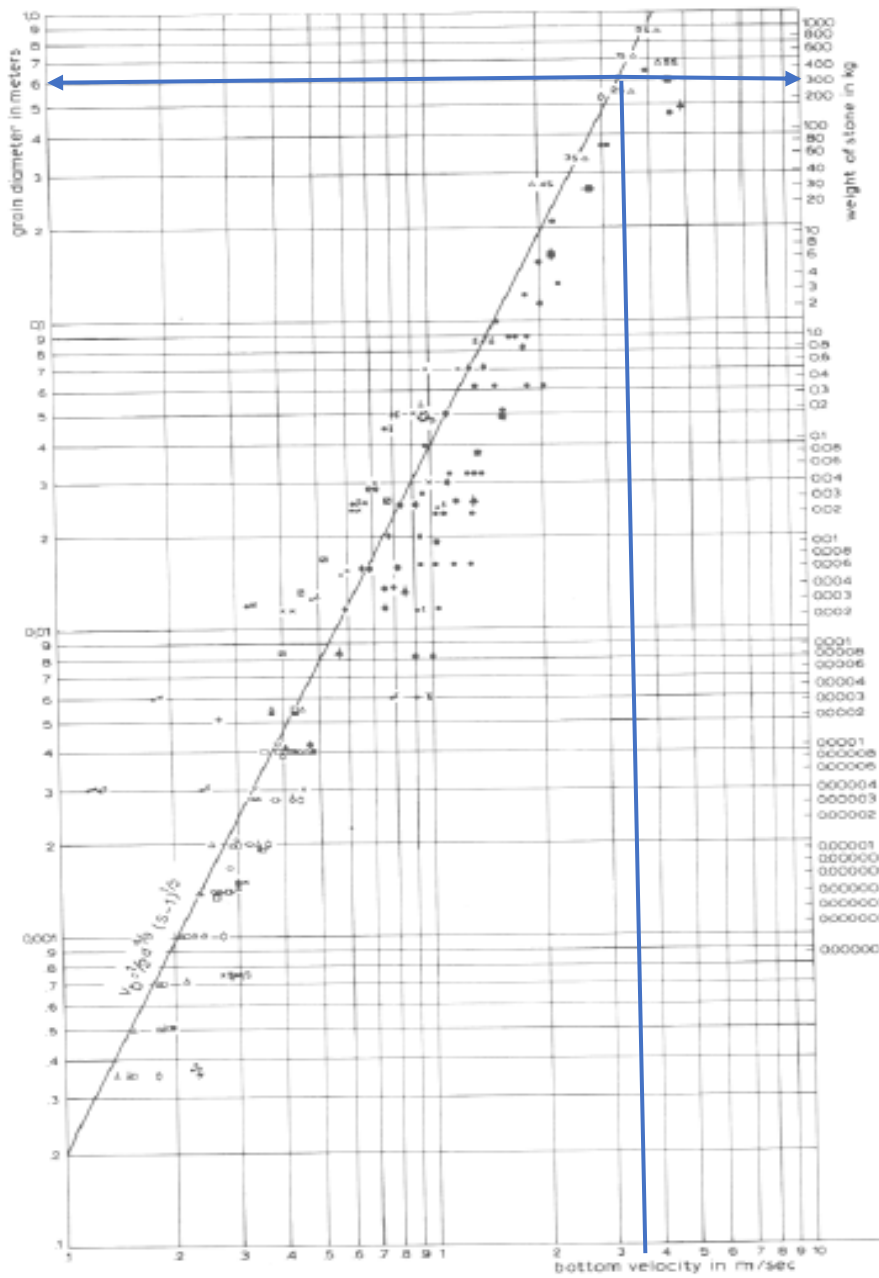
Considerando que ya existe una obra de disipación como es el pozo anteriormente calculado donde la energía fue disipada y para obtener un valor más realista se considera 2/3 de la velocidad.

$$v_n = \frac{2}{3} * 7.99 \text{ m/s}$$

$$v_n = 3.5 \text{ m/s}$$

Figura 52

Diámetro efectivo y peso de la roca



Fuente : (Wageningen-Delft Hydraulics Laboratory, 2006) -Discharge Measurement Structures, Pub. N°20, International Institute for Land Reclamation and Improvement/ILRI , Delft Holanda (Fig.A.4.89)

En la Figura 52 se determina que es necesario una roca con un diámetro igual a 0.6 m con un peso de 300kg, para construir se acumula una encima de la otra hasta que sea dos veces el diámetro.

5.5.3. Desarenador

5.5.3.1. Consideraciones de diseño del desarenador

- a) El desarenador es una estructura que permite sedimentar las partículas en suspensión del agua, ya que estas son arrastradas por la velocidad del flujo desde el desripador, también cuando existen crecidas generan gran cantidad de sedimento.
- b) Se propone un desarenador de lavado intermitente, para satisfacer necesidades de volumen de agua y sedimentos retenidos en la cámara.
- c) Al no colocar desarenadores en las obras hidráulicas generan daños en algunas estructuras que se encuentran a continuación como es el canal de conducción disminuyendo la sección por la sedimentación de partículas sólidas y generando costos de mantenimiento.
- d) Está comprobado que al existir desarenadores aumentan la vida útil de la tubería y la turbina situada en la casa de máquina, ya que las altas velocidades de las partículas sólidas desgastan más rápido estos elementos (Ortiz, 2011).
- e) El desarenador se compone una cámara de desarenación, canal de limpieza, vertedero de excedentes, vertedero y transición de salida.
- f) El desarenador se encuentra expuesto al medio ambiente, en el cual se requiere disminuir la velocidad de flujo para que las partículas se decante, se debe aumentar la sección cumpliendo la siguiente relación dada por (Ortiz, 2011).

$$Q_{dis} = v_c * A_c = v_d * A_d$$

Donde:

Q_{dis} : caudal de diseño (m^3/s).

v_c = velocidad del canal (m/s).

A_c = área del canal (m^2).

v_d = velocidad del desarenador (m/s).

A_d = área de del desarenador (m^2).

- g) Considerando criterios de diseño la relación ancho / profundidad en el desarenador tiene un valor aproximado de 1.5, con lo cual se determinar el calado de la cámara conociendo con anterioridad la sección del desarenador (Krochin, 1986).
- h) Considerando una facilidad en el lavado de partículas sólidas decantadas, el fondo de la cámara no debe ser plano, si no se debe realizar una pendiente horizontal hacia el canal de limpieza, está pendiente usualmente esta entre 1:5 a 1:8 (Ortiz, 2011).
- i) La cámara del desarenador debe tener una pendiente longitudinal fuerte para que los sedimentos caigan en el canal de limpieza, por lo que se considera del 3%.
- j) Para en dimensionamiento se considera el diámetro máximo de la partícula decantada de 0.5 mm, según criterios de diseño para mini centrales hidroeléctricas (Krochin, 1986).
- k) Hay que tener en cuenta que la velocidad del flujo en el desarenador debe ser baja, máximo de 0.5 m/s, debido a que las partículas sólidas no pueden detenerse en el fondo y puedan pasar a estructuras posteriores, en la Tabla 64 se presenta valores de velocidades de sedimentación en función del diámetro (Arkhangelski, 1935) y en la Figura 53 se visualiza la representación gráfica.

Tabla 64

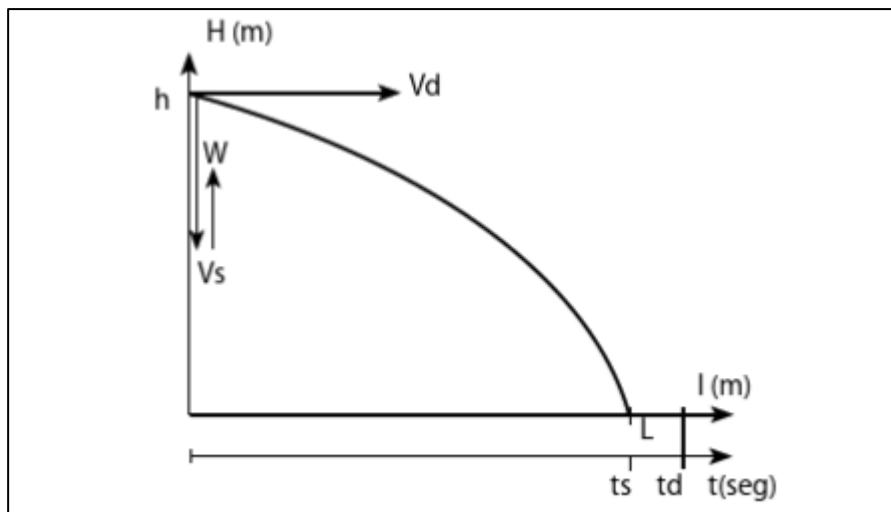
Velocidades de sedimentación

d (mm)	Vs (cm/s).	d (mm)	Vs (cm/s).
0.05	0.178	0.50	5.40
0.10	0.692	0.55	5.94
0.15	1.560	0.60	6.48
0.20	2.160	0.70	7.32
0.25	2.700	0.80	8.07
0.30	3.240	1.00	9.44
0.35	3.78	2.00	15.39
0.40	4.32	3.00	19.25
0.45	4.86	5.00	24.90

Fuente: (Ortiz, 2011)

Figura 53

Parámetros hidráulicos



Fuente: (Ortiz, 2011)

- 1) El tiempo de decantación t_d es el tiempo que se demora la partícula alcanzar la longitud de la cámara del desarenador, y t_s , es el tiempo que se demora la partícula en llegar al fondo con la diferencia que no se desplaza posteriormente (Ortiz, 2011).

m) Cuando el fondo de la cámara se llena de partículas sólidas se forma una superficie rugosa, por consiguiente, existe turbulencia generando corrientes transversales este fenómeno se considera como empuje dinámico. Según Sokolov expresa la siguiente ecuación para el cálculo.

$$u = 0.152 * V_s$$

Donde:

V_s = velocidad efectiva de sedimentación

La longitud del desarenador está relacionada con el tiempo de decantación de la partícula t_s .

$$t_s = \frac{h}{V_s'}$$

$$V_s' = V_s - u$$

a) Para determinar la longitud de la cámara se utiliza la siguiente expresión en función de su empuje sensorial.

$$L = \frac{V_d * h_d}{V_s - u}$$

Donde:

h_d = calado de la cámara del desarenador (m).

b) La anterior ecuación L, se puede transformar en función de la velocidad de decantación de las partículas sólidas, la velocidad horizontal de las partículas y el calado de la cámara, en el valor del empuje sensorial se considera una constante que depende de la importancia de la obra que esta entre 1.2 a 1.5 (Ortiz, 2011).

$$L = \frac{k * h_d * v_d}{v_s}$$

5.5.3.2. Dimensionamiento del desarenador

Para el dimensionamiento se utiliza el diámetro de la partícula sólida de 0.2mm como se menciona en las consideraciones de diseño, con una velocidad de sedimentación de:

$$v_s = 2.16 \text{ cm/s}$$

Con la finalidad de asegurar la velocidad de flujo mínima en la cámara se considera de 0.25m/s para que se pueda sedimentar las partículas con normalidad.

El caudal de diseño será los 2/3 del caudal captado, para aprovechar la máxima capacidad del desarenador ($Q_{cap} = 0.5 \text{ m}^3/\text{s}$), los valores necesarios para el cálculo se resumen en la Tabla 65.

Tabla 65

Parámetros generales para el diseño del desarenador

Datos	Descripción	Valor	Unidad
Caudal de diseño del desarenador	Q_{dis}	0,5	m^3/s
Velocidad horizontal de la partícula sólida	V_h	0,25	m/s
Velocidad de sedimentación de la partícula sólida	v_s	2,15	cm/s
Pendiente longitudinal de la cámara	i	0,03	m/m
Espesor de las paredes	e	0,2	m
Espesor de la pared del centro	ec	0,5	m

Elaborado por: Los autores

Para el dimensionamiento de la cámara del desarenador se calcula con la expresión de caudal el valor de la sección con la velocidad horizontal de la partícula.

$$Q_{dis} = A_d * v_d$$

$$A_d = \frac{Q_{dis}}{v_d}$$

$$A_d = \frac{0.33}{0.25}$$

$$A_d = 1.32 \text{ m}^2$$

Obtenida la sección del desarenador se calcula el calado y el ancho de la cámara, con la relación ancho/profundidad (r) de 1.5, mencionadas en consideraciones de diseño.

$$A_d = Bo * h_d$$

$$r = \frac{Bo}{h_d}$$

Donde:

Bo = ancho de la cámara del desarenador (m).

A_d = sección del desarenador (m²).

h_d = profundidad del desarenador (m).

r = relación ancha / profundidad.

$$A_d = r * h_d * h_d$$

$$h_d = \sqrt{\frac{A_d}{r}}$$

$$h_d = \sqrt{\frac{1.32}{1.5}}$$

$$h_d = 0.94 \text{ m}$$

$$Bo = r * h_d$$

$$Bo = 1.5 * 0.94$$

$$Bo = 1.41 \text{ m}$$

$$Bo = 1.5 \text{ m constructible}$$

Con el cálculo del calado y el ancho de la cámara del desarenador se calcula la longitud, el valor de k varía según el nivel de importancia de la obra entre 1.2 y 1.5, se utiliza 1.3 porque la

mini central es pequeña, con captación de río de montaña por lo que sus sedimentos tienden a ser arena y grava.

$$L = \frac{k * h_d * v_d}{v_s}$$

$$L = \frac{1.3 * 0.94 * 0.25}{0.0216 \text{ m/s}}$$

$$L = 14.1 \text{ m}$$

$$L = 15 \text{ m}$$

Para el cálculo del ancho total se debe considerar el ancho de las paredes tanto de los extremos como en el centro.

$$B_T = 2 * B_o + 2 * e$$

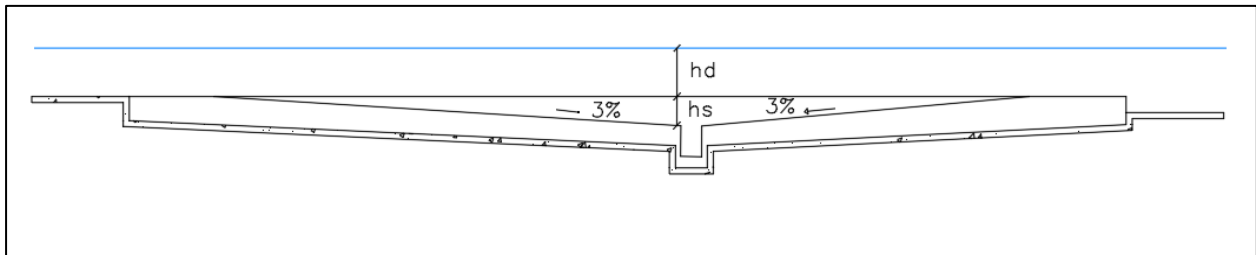
$$B_T = 1.5 + 2 * 0.2$$

$$B_T = 1.9 \text{ m}$$

Para determinar la profundidad total del desarenador se considera la altura que genera la pendiente longitudinal del 3% y la altura de la cámara de sedimentación que asegura las partículas sólidas dentro de la longitud L calculada anteriormente.

Figura 54

Parámetros de la cámara del desarenador



Elaborado por: Los autores

En la Figura 54 se puede observar la profundidad generada por la pendiente (hs), y también la altura necesaria para la cámara (hd), al sumar se obtiene la profundidad total para el desarenador.

A continuación de la cámara del desarenador se construye un vertedero que da paso al agua limpia para las siguientes estructuras como es el canal de conducción posterior el tanque de carga, formando una curva desde los muros.

5.5.3.2.1. Vertedero de salida

El vertedero de salida del desarenador se calcula con la siguiente expresión.

$$Q_{dis} = C_o * b_{des} * H^{3/2}$$

Donde:

Q_{dis} = caudal de captación (m³/s).

C_o = coeficiente de descarga.

b_{des} = base del vertedero (m).

H = carga sobre el vertedero (m).

Para optimizar el diseño se utiliza 2/3 del caudal de captación ($Q_{cap} = 0.5 \text{ m}^3/\text{s}$), con una carga H menor o igual a 0.2 m y un valor para coeficiente de descarga igual a 2.0 (Krochin, 1986), se calcula la sección del vertedero.

La velocidad de paso por el vertedero debe ser baja para evitar que se genere turbulencia en el desarenador y no arrastre partículas sólidas en suspensión, no debe ser mayor a 1m/s (Ortiz, 2011).

$$\frac{2 * 0.5}{3} = 1.8 * b_{des} * (0.2)^{3/2}$$

$$b_{des} = 2 \text{ m}$$

Con la base del vertedero b_{des} y la carga que pasa sobre el vertedero H se calcula la velocidad del flujo.

$$Q_{\text{dis}} = A * v$$

$$Q_{\text{dis}} = (b_{\text{des}} * H) * v$$

$$\frac{2 * 0.5}{3} = (2 * 0.25) * v$$

$$v = 0.66 \text{ m/s}$$

5.5.3.2.2. *Transición a la salida del desarenador*

El canal de transición se ubica luego del vertedero para uniformizar las velocidades antes del ingreso al canal de conducción.

La longitud de transición L_T se calcula con la siguiente expresión que está en función del ancho total B_T de desarenador, el ángulo de convergencia de la transición α por lo general tienen en valor de 13° y el ancho del canal de salida (b), también se debe considerar la siguiente condición

$$L_T \leq \frac{1}{3} * L.$$

$$L_T = \frac{B_T - b}{2 * \tan \alpha}$$

$$L_T = \frac{B_T - b}{2 * \tan \alpha}$$

$$L_T = \frac{1.9 - 1}{2 * \tan 12}$$

$$L_T = 2.12 \text{ m}$$

$$L_T = 2.5 \text{ m constructible}$$

Una vez obtenida la longitud de la transición se calcula la longitud total del desarenador.

$$LT = L_T + L$$

$$LT = 3 + 15$$

$$LT = 18 \text{ m}$$

Con las dimensiones del desarenador totales se calcula la capacidad de retención, existe 2 tipos de volumen en una cámara de sedimentación, uno es el volumen muerto donde se sedimentan las partículas sólidas y el otro es de agua limpia.

V_d : Volumen de agua

$$V_d = B_o * L * h_d$$

$$V_d = 1.5 * 15 * 0.94$$

$$V_d = 1.5 * 15 * 0.94$$

$$V_d = 21.15 \text{ m}^3$$

V_m : Volumen de sedimentos

$$V_m = B_o * L * h_s$$

$$V_m = 1.5 * 15 * \left(\frac{2 * 15}{3} * \frac{3}{100} \right)$$

$$V_m = 6.75 \text{ m}^3$$

V_T : Volumen Total

$$V_T = V_m + V_d$$

$$V_T = 21.15 + 6.75$$

$$V_T = 28 \text{ m}^3$$

5.5.3.2.3. *Tiempo de vaciado del desarenador*

Para el lavado de la cámara se cierra la compuerta de admisión y se abre la de lavado, el agua sale con velocidad alta arrastrando la mayor parte de sedimento hacia fuera, al abrir nuevamente el agua vendrá con gran velocidad sobre los sedimentos que han quedado aun en la cámara erosionando y completando el lavado.

Cada vez que se requiera lavado se abre la compuerta de limpieza o purga, al abrirse queda un orificio conectado al canal de descarga, viene desde el desarenador por ello el caudal de desalojado con partículas sólidas tiene la siguiente ecuación (Sotelo, 1994).

$$Q_{orif} = C_{orif} * A_o * \sqrt{2 * g * h_T}$$

Donde:

Q_{orif} = caudal desalojado (m³/s).

C_{orif} = coeficiente de descarga.

A_o = seccion del orificio (m²).

h_T = altura total de la camara del desarenador (m).

El cálculo de tiempo de vaciado de la cámara se lo realiza pariendo del volumen del desarenador, se determina volumen de agua que se desaloja en intervalos de 1s hasta que quede aparentemente vacío, se asume dimensiones del orificio como se puede ver en la Tabla 66.

Tabla 66

Parámetros generales para cálculo del tiempo de vaciado de la cámara del desarenador

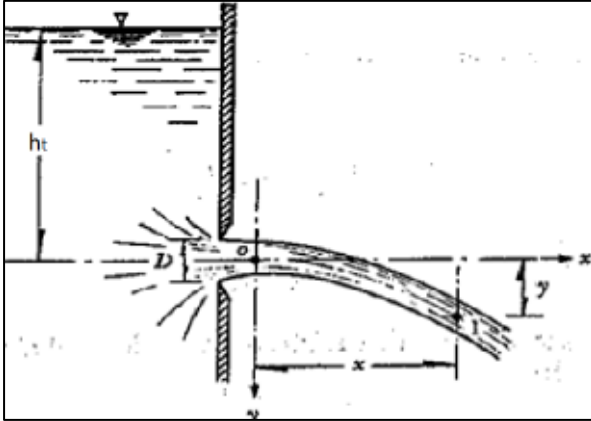
Datos	Descripción	Valor	Unidad
Volumen total de la cámara	V_T	28	m ³
Coeficiente de descarga de orificio	C_{orif}	0,6	
Calado por encima del orificio	hf	1.24	m
Base del orificio	b	0,5	m
Altura del orificio	h	0,5	m
Longitud del desarenador	L	15	m
Base del desarenador	B _o	1.5	m

Elaborado por: Los autores

El coeficiente de descarga del orificio es 0.6 para orificios rectangulares, y el calado inicial se toma desde el centro de gravedad del orificio rectangular hasta la lámina de agua en la cámara del desarenador el esquema se puede ver en la Figura55 (Sotelo, 1994).

Figura 55

Esquema de la sección de salida



Fuente: (Sotelo, 1994)

Calado inicial de la cámara:

$$h_i = h_f + \frac{h_o}{2}$$

$$h_i = 1.24 + \frac{0.5}{2}$$

$$h_i = 1.49m$$

El caudal desalojado por la compuerta de limpieza esta dado por la ecuación general para orificios rectangulares:

$$Q_{desalojado} = C_{orif} * A_o * \sqrt{2 * g * h_i}$$

El volumen desalojado se calcula de la siguiente forma:

$$V_{desalojado} = Q_{desalojado} * \Delta t$$

Para el calado residual:

$$h_{residual} = h_i - \frac{V_{desalojado}}{L * B_o}$$

El volumen residual se calcula con la siguiente expresión:

$$V_{residual} = V_T - V_{desalojado}$$

Para el cálculo del desalojo de residuos sólidos se analiza el calado, caudal y volumen que se desaloja por la compuerta de limpieza hacia fuera de la estructura en un intervalo de 1s, por otra parte, se analiza el calado y el volumen del agua que va quedando en el mismo intervalo, hasta llegar a un aparente vaciado o volumen residual sea 0 m³.

Para encontrar el tiempo de vaciado del desarenador se suma los intervalos de tiempo hasta que sea el volumen residual sea cero (ver Tabla 67).

Tabla 67

Cálculo del tiempo de vaciado del desarenador

Tiempo	hi	Q. desalojado	Vol.desalojado	Vol.residual	h. residual	Velocidad
(s)	(m)	(m ³ /s)	(m ³)	(m ³)	(m)	(m/s)
1	1,24	0,73986	0,73986	27,26014	1,20712	2,95945
2	1,21	0,72999	0,72999	26,53015	1,17467	2,91995
3	1,17	0,72011	0,72011	25,81004	1,14267	2,88044
4	1,14	0,71023	0,71023	25,09981	1,11110	2,84093
5	1,11	0,70035	0,70035	24,39945	1,07998	2,80142
6	1,08	0,69047	0,69047	23,70898	1,04929	2,76190
7	1,05	0,68059	0,68059	23,02838	1,01904	2,72238
8	1,02	0,67071	0,67071	22,35767	0,98923	2,68285
9	0,99	0,66083	0,66083	21,69684	0,95986	2,64332
10	0,96	0,65095	0,65095	21,04590	0,93093	2,60378
11	0,93	0,64106	0,64106	20,40483	0,90244	2,56424
12	0,90	0,63117	0,63117	19,77366	0,87438	2,52470
13	0,87	0,62129	0,62129	19,15237	0,84677	2,48515
14	0,85	0,61140	0,61140	18,54098	0,81960	2,44559
15	0,82	0,60151	0,60151	17,93947	0,79287	2,40603
67	0,02	0,08159	0,08159	0,35772	0,01145	0,32637
68	0,01	0,07111	0,07111	0,28661	0,00829	0,28444
69	0,01	0,06051	0,06051	0,22610	0,00560	0,24204
70	0,01	0,04974	0,04974	0,17636	0,00339	0,19896
71	0,00	0,03871	0,03871	0,13766	0,00167	0,15483
72	0,00	0,02718	0,02718	0,00000	0,00047	0,10872

Elaborado por: Los autores

El tiempo en el que se demora en descarga vaciarse la cámara es 72s.

5.5.3.2.4. Canal de limpieza

Posterior al orificio de limpieza se debe construir un canal por donde evacuar los sedimentos del desarenador, tomando en cuenta una velocidad de flujo adecuada para que las partículas sólidas no se queden en el fondo de la cámara, se considera una pendiente mínima de 2%, en la Tabla 68 se resumen los parámetros para el diseño.

Tabla 68

Parámetros generales para el diseño de canal de limpieza

Datos	Descripción	Valor	Unidad
Caudal de diseño	Q	0,5	m ³ /s
Coeficiente de rugosidad de Manning	n	0,014	
Pendiente del canal	i	0,02	m/m
Ancho del canal	bc	0,5	m

Elaborado por: Los autores

Para el análisis de la velocidad de flujo se utiliza la ecuación de Manning| para canales abiertos.

$$Q = \frac{A}{n} * R^{\frac{2}{3}} * i^{1/2}$$

$$v = \frac{1}{n} * R^{\frac{2}{3}} * i^{1/2}$$

Donde:

Q= caudal de diseño (m³/s)

v = velocidad de flujo (m/s).

A= sección de flujo (m²).

n= rugosidad de Manning.

R = radio hidráulico (m).

i = gradiente del cauce (m/m).

$$0.5 = \frac{0.5 * y_n}{0.014} * \left(\frac{y_n * 0.5}{2 * y_n + 0.5} \right)^{\frac{2}{3}} * (0.02)^{1/2}$$

$$y_n = 0.56 \text{ m}$$

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$$

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{\left(\frac{0.5}{0.5}\right)^2}{9.81}}$$

$$h_{cr} = 0.46 \text{ m}$$

Condición: $y_n > y_{cr}$, por lo tanto, el flujo en el canal de conducción es subcrítico.

$$v = \frac{1}{n} * R^{\frac{2}{3}} * i^{1/2}$$

$$v = \frac{1}{0.014} * \left(\frac{0.56 * 0.5}{2 * 0.56 + 0.5} \right)^{\frac{2}{3}} * (0.02)^{1/2}$$

$$v = 3.13 \text{ m/s}$$

5.5.4. Tanque de presión

El tanque asegura el nivel de agua para el correcto funcionamiento de flujo de energía, al ingreso se construye una transición con el objetivo de uniformizar las velocidades y al final el agua pasa a través de una rejilla hacia la tubería evitando que ingresen elementos sólidos flotantes como piedras y desechos orgánicos que puedan dañar la turbina Francis de la casa de máquinas.

5.5.4.1. Consideraciones de diseño del tanque de presión

- a) El tanque asegura la carga para la tubería, se encuentra ubicado luego del canal de conducción que viene desde la captación con un caudal de diseño de $0.5 \text{ m}^3/\text{s}$.

- b) Una de las funciones principal del tanque es evitar que ingresen burbujas de aire a la tubería de presión, también ayuda a amortiguar el golpe de ariete.
- c) Permitir la decantación de materiales sólidos que podrían ingresar a la tubería de presión.
- d) En el diseño del tanque se considera una rejilla que impide el paso de material flotante o sólido que pueda transportar el canal ya que se encuentra expuesto a la intemperie.
- e) La velocidad del flujo en el tanque es prácticamente cero.
- f) La pendiente transversal del tanque de presión será del 1% en la base para que la limpieza sea factible y pueda evacuar las partículas sedimentadas en el fondo.
- g) En nivel del agua en el tanque debe estar siempre sobre la altura de la tubería para evitar que ingrese aire.
- h) El caudal al pasar por los barrotes de la rejilla produce una pérdida de carga, para el cálculo se lo realiza mediante la fórmula propuesta por Kirschmer.

$$h_{f\ rej} = K * \frac{V_{rejilla}^2}{2 * g}$$

Donde:

$h_{f\ rej}$ = pérdida de carga producida por los barrotes de la rejilla (m).

K = coeficiente para flujo normal o no normal al plano Kirschmer.

$V_{rejilla}$ = velocidad de aproximación (m/s).

$$K = C_f * \left(\frac{S}{b}\right)^{\frac{4}{3}} * \sin \beta$$

Donde:

C_f = coeficiente que depende del barrote.

s = ancho de los barrotes (m).

b = separación entre barrotes (m).

- i) Antes del ingreso al tanque se diseña una transición que tiene la siguiente formula.

$$L_{trans} = \frac{(A_{tanq} - h)}{2 * \tan \alpha_{trans}}$$

Donde:

A_{tanq} = ancho del tanque de presión (m).

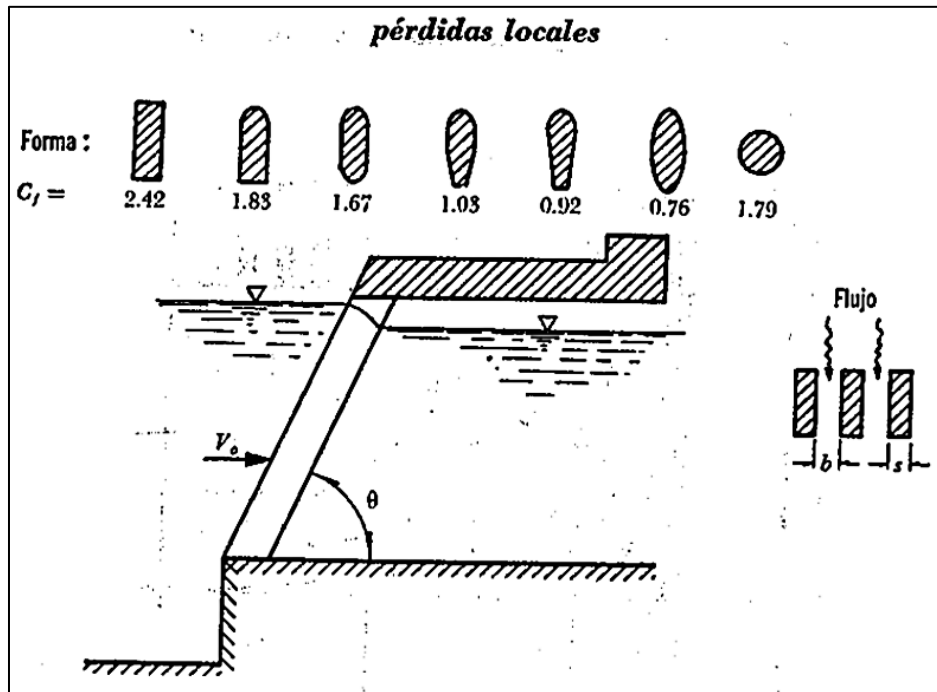
b_{canal} = ancho del canal de entrada (m).

α_{trans} = ángulo de transición (10° - 20°)

- j) El coeficiente C_f depende de la forma del barrote, los valores se encuentran propuestos por (Sotelo, 1994) en la Figura 56.

Figura 56

Coeficientes C_f aplicables a la fórmula de Kirschmer



Fuente: (Sotelo, 1994). Hidráulica General Volumen I

- k) En el diseño del tanque se debe verificar que la tubería se encuentre sumergida ya que se debe asegurar la carga se elige el de mayor valor.

Criterio de sumergencia según Polikovski y Perelmam (s_1):

$$s_1 > 0.5 * D_{tub-pres} * \left(\frac{v_{tub-pres}}{\sqrt{2 * D_{tub-pres}}} \right)^{0.55}$$

Donde:

s_1 = altura de sumergencia según Polikovski y Perelmam (m).

D = diámetro de la tubería (m).

$V_{tub-pres}$ = velocidad de flujo dentro de la tubería.

Criterio de sumergencia según (Krochin, 1986) (s_2):

$$s_2 = k * \frac{V_{tub-pres}^2}{2 * g}$$

$$2 < k < 3$$

$$s_2 > 1 \text{ m}$$

Donde:

s_2 = altura de sumergencia (m).

k = valor de coeficiente que varía de 2 a 3.

$V_{tub-pres}$ = velocidad de flujo dentro de la tubería (m/s).

Criterio de sumergencia según Knauss (s_3): Se encuentra en función del número Froude y del diámetro de la tubería.

$$s_3 = D_{tub-pres} * (2 * Fr + 0.5)$$

$$2 \text{ (m/s)} < V_{tub-pres} < 6 \text{ (m/s)}$$

- l) Para el volumen del tanque se lo calcula con la siguiente expresión propuesta por (Krochin, 1986).

$$V_t = \frac{0.693 * A_m * V_c^2}{i_c * g}$$

Donde:

V_t = volumen del tanque de presión (m^3).

A_m = área mojada del canal de ingreso al tanque (m^2).

V_c = velocidad de flujo en el canal de ingreso (m/s).

i_c = pendiente del canal (m/m).

g = aceleración de la gravedad (m^2/s)

- m) En el tanque se debe considerar un vertedero lateral que evacue el caudal en exceso que llega por el canal de conducción puede ser producido por crecidas o por lluvias las cuales son conducidas a través de un canal de limpieza hacia aguas abajo se utiliza la ecuación propuesta por (Sotelo, 1994).

$$Q_{dis} = C * \varepsilon * b_v * H^{3/2}$$

$$Q_{dis} = \frac{2}{3} * Q_{cap}$$

Donde:

Q_{dis} = caudal de diseño (m^3/s).

ε = coeficiente de contracción lateral.

C = coeficiente de descarga del vertedero.

H = carga de agua sobre el vertedero (m).

Q_{cap} = caudal captado (m^3/s).

- n) La pendiente de acercamiento al tanque de carga debe ser pequeña para que el ingreso de caudal sea suave y no exista sedimentación.
- o) Es necesario un canal de evacuación que conduzca el caudal del vertedero de excesos hacia aguas abajo, debe tener una velocidad aproximadamente de 3m/s y sea un flujo subcrítico. (Penche, 1998).
- p) Se incluye un muro de gaviones para disminuir la caída bruta que existe al pasar el caudal por el vertedero hacia el canal de limpieza evitando la socavación que desgaste al material del cual está construido (Penche, 1998).

5.5.4.2. Dimensionamiento del tanque de presión

Los datos necesarios para el diseño del tanque de presión se exponen en la Tabla 69.

Tabla 69

Parámetros para el dimensionamiento del tanque de presión

Datos	Símbolo	Valor	Unidad
Caudal	Q	0.50	m ³ /s
Diámetro tubería presión	D	0.50	m
Área mojada	W	0.347	m ²
Velocidad de flujo	v	1.44	m/s
Pendiente del canal	i	0.00403	m/m

Elaborado por: Los autores

Para encontrar la pérdida en la rejilla es necesario el valor de sumergencia para lo cual se utiliza las condiciones descritas en criterios de diseño, previamente se determina la velocidad de flujo en la tubería, los resultados se resumen en la Tabla 70.

$$A_t = \frac{\pi * D_t^2}{4}$$

$$A_t = 0.196 \text{ m}^2$$

$$v_t = \frac{Q_{cap}}{A_t}$$

$$v_t = 2.55 \text{ m/s}$$

Tabla 70

Valores de sumergencia

Criterio de sumergencia	Símbolo	Valor	Unidad
Polikovski y Perelmam	s1	0,42	m
Krochin	s2	0,66	m
Knauss	s3	1,4	m

Elaborado por: Los autores

5.5.4.2.1. Dimensionamiento de la rejilla de entrada

Los datos necesarios para el dimensionamiento de la rejilla se encuentran en la Tabla 71, también es necesario el ángulo de inclinación respecto a la horizontal y la separación entre barrotes se utiliza las propuestas por (Krochin, 1986), se puede observar en la Tabla 72 y Tabla 73.

Tabla 71

Parámetros necesarios para la rejilla de entrada al tanque de presión

Datos	Símbolo	Valor	Unidad
Caudal	Qdis	0.50	m ³ /s
Separación de barrotes	bbarr	0.032	m
Ángulo con la horizontal	A	70	
Ancho de la rejilla	arejilla	0.75	m
Longitud de la rejilla	Lrejilla	3.5	m
Ancho de los barrotes	Sbarr	0.02	m

Elaborado por: Los autores

Tabla 72

Separación de los barros que dependen del tipo de

50 mm. - 200 mm. para turbinas de hélice
32 mm. - 100 mm. para turbinas Francis
20 mm. - 65 mm. para turbinas Pelton

Fuente: (Krochin, 1986).

Tabla 73

Ángulo respecto a la horizontal

A = 50 - 55° para la limpieza a mano
A = 70 - 76° para la limpieza mecánica

Fuente: (Krochin, 1986).

A continuación, se calcula el área que ocupa la rejilla, está ubicada en todo el ancho del tanque.

$$A = (b_{barr} * a_{rejilla}) * (N - 1)$$

$$N = \frac{L_{rejilla} + b_{barr}}{b_{barr} + s_{barr}}$$

Donde:

b_{barr} = separación entre barros (m).

$a_{rejilla}$ = ancho de la rejilla (m).

N = número de barros

$L_{rejilla}$ = longitud de la rejilla (m).

s_{barr} = ancho de los barros (m).

$$N = \frac{3.5 + 0.032}{0.032 + 0.020}$$

$$N = 68 \text{ barrotes}$$

$$A = (0.032 * 0.75) * (68 - 1)$$

$$A = 1.61 \text{ m}^2$$

Utilizando la fórmula de Kirschmer se obtiene el valor del coeficiente K, se considera barrotes rectangulares por lo que $C_f = 2.42$.

$$K = C_f * \left(\frac{S_{barr}}{b_{barr}} \right)^{\frac{4}{3}} * \sin A$$

$$K = 2.42 * \left(\frac{0.020}{0.032} \right)^{\frac{4}{3}} * \sin(70)$$

$$K = 1.215$$

La velocidad de aproximación de la rejilla se calcula con la siguiente ecuación:

$$v_r = \frac{Q_{dis}}{A}$$

$$v_r = \frac{0.50}{1.61}$$

$$v_r = 0.31 \text{ m/s}$$

Para determinar la pérdida de carga por el efecto de la rejilla se utiliza la siguiente expresión:

$$h_{f \text{ rej}} = K * \frac{V_{rejilla}^2}{2 * g}$$

$$h_{f \text{ r}} = 1.215 * \frac{0.31^2}{2 * 9.81}$$

$$h_{f \text{ r}} = 0.0059 \text{ m}$$

Previo a la rejilla de ingreso al tanque de presión es necesario una transición que permita disminuir la velocidad que flujo con la que viene del canal de conducción, para evitar pérdidas dado al cambio brusco de sección.

$$L_{trans} = \frac{(A_{tanq} - b_{canal})}{2 * \tan \alpha_{trans}}$$

$$L_{trans} = \frac{(1.61 - 1)}{2 * \tan(15)}$$

$$L_{trans} = 1.15 \text{ m}$$

$$L_{trans} = 2 \text{ m constructible}$$

5.5.4.2.2. Geometría del tanque de presión

Se determina el volumen por medio de la siguiente expresión formulada por (Krochin, 1986).

$$V_t = \frac{0.693 * A_m * V_c^2}{i_c * g}$$

$$V_t = \frac{0.693 * 0.32 * 1.54^2}{0.00410 * 9.81}$$

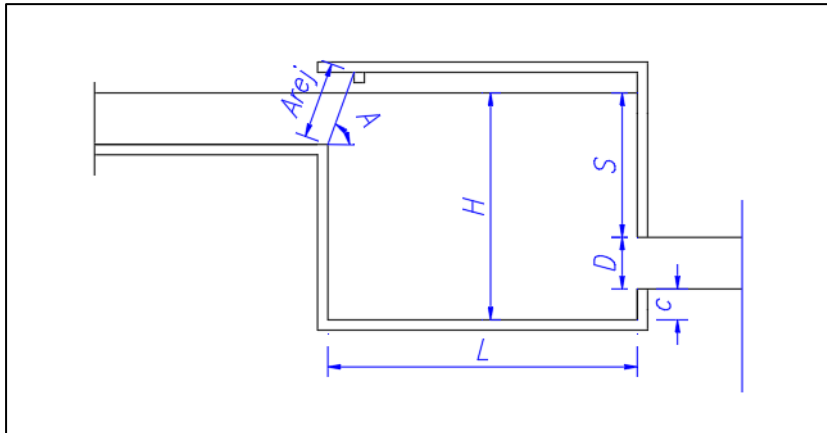
$$V_t = 13.08 \text{ m}^3$$

A continuación, se determina las cotas y profundidades requeridas para el dimensionamiento, para lo cual es necesario los valores de la Tabla 74 también se puede ver el esquema en la Figura 57.

Tabla 74*Parámetros para el dimensionamiento del tanque de presión*

Datos	Símbolo	Valor	Unidad
Altura sobre la base del tanque	C	0.30	m
Diámetro de la tubería	D	0.50	m
Altura de sumergencia	S	1.40	m
Cota en el tanque con pérdida de la rejilla	H _t	2849.23	msnm

Elaborado por: Los autores

Figura 57*Parámetros del tanque de carga*

Elaborado por: Los autores

Se toma la cota del tanque de la topografía y se resta los parámetros calculados anteriormente hasta llegar a la base del tanque.

$$H_{baset} = H_t - S - D - c$$

$$H_{baset} = 2849.23 - 1.40 - 0.50 - 0.30$$

$$H_{baset} = 2847.03 \text{ m}$$

A continuación, se procede a calcular la cota inicial y final donde se ubica la tubería a presión.

$$H_{inicio\ tub} = H_t - s$$

$$H_{inicio\ tub} = 2849.23 - 1.40$$

$$H_{inicio\ tub} = 2847.83\ m$$

$$H_{final\ tub} = H_{inicio\ tub} - D$$

$$H_{final\ tub} = 2847.83 - 0.50$$

$$H_{final\ tub} = 2847.33\ m$$

Se calcula la altura del tanque restando la cota superior menos la inferior.

$$H_{tanq} = H_t - H_{baset}$$

$$H_{tanq} = 2849.23 - 2847.03$$

$$H_{tanq} = 2.20\ m$$

Por lo tanto, se asume sección rectangular para el tanque de presión con un volumen igual a 13.08 m³, en la Tabla 75 se encuentra los valores para el diseño de la Figura 58.

Tabla 75

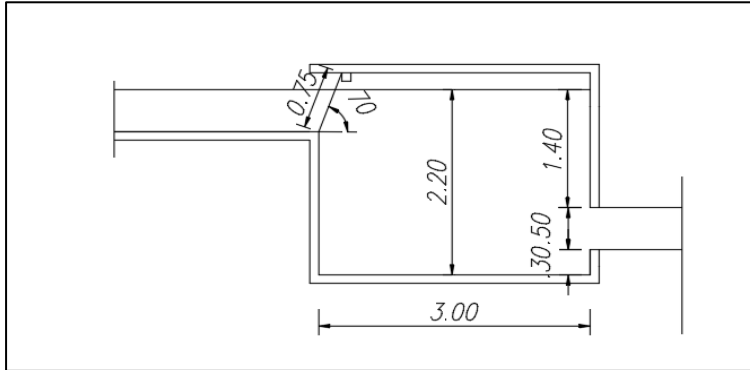
Dimensiones del tanque de carga

Parámetros	Símbolo	Valor	Unidad
Volumen del tanque	V	13,5	m ³
Longitud	L	3	m
Altura	H	2,2	m
Base	B	4,5	m

Elaborado por: Los autores

Figura 58

Dimensiones del tanque de carga



Elaborado por: Los autores

5.5.4.2.3. Determinación del vertedero de excedentes

Para la determinación del vertedero se toma los 2/3 del caudal de captación, citado anteriormente.

$$Q_{dis} = \frac{2}{3} Q_{cond}$$

$$Q_{dis} = \frac{2}{3} * 0.50$$

$$Q_{dis} = 0.33 \text{ m}^3/\text{s}$$

En la siguiente Tabla 76 se presentan los valores empleados para el diseño del vertedero.

Tabla 76

Parámetros utilizados en la ecuación del vertedero

Datos	Símbolo	Valor	Unidad
Caudal de diseño	Q_{dis}	0.33	m^3/s
Coeficiente de contracción lateral	ε	1.00	
Coeficiente de descarga	C	2	
Ancho del vertedero	B	3.00	m

Elaborado por: Los autores

Se determina la carga geométrica H del vertedero, para lo cual se utiliza la siguiente expresión:

$$Q_{dis} = C * \varepsilon * b * H^{3/2}$$

$$0.33 = 2 * 1 * 3 * H^{3/2}$$

$$H = 0.145m$$

Por lo tanto, la carga de aguas sobre del vertedero de excedentes será H=0.15 m.

5.5.4.2.4. Dimensionamiento del canal de evacuación

Una de las consideraciones de diseño más importantes es que el canal de evacuación y de limpieza del tanque de presión debe tener un flujo subcrítico, asegurando que arrastren las partículas sólidas que se sedimentan, la velocidad máxima permisible es de 3m/s, los valores necesarios para el diseño se encuentran en la Tabla 77.

Tabla 77

Parámetros utilizados en el dimensionamiento del canal de evacuación

Datos	Símbolo	Valor	Unidad
Caudal de captación	Qdis	0.5	m ³ /s
Coeficiente de rugosidad de Manning	n	0.014	-
Pendiente	S	0.001	m/m
Ancho del canal	b	1.0	m

Elaborado por: Los autores

A continuación, se procede a determinar el calado normal y crítico para el canal de evacuación, con el objetivo de determinar la velocidad, a su vez se comprueba que el flujo sea subcrítico utilizando la ecuación de Manning.

$$Q_{dis} = \frac{1}{n_{hor}} * w * R_h^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}$$

$$\omega = h * b$$

$$\chi = 2h + b$$

$$R = \frac{\omega}{\chi}$$

Donde:

ω = área de la sección de flujo (m²).

χ = perímetro mojado (m).

h = calado normal (m).

b = ancho del canal (m).

Q_{dis} = caudal (m³/s).

S = pendiente del canal (m/m).

R = radio hidráulico (m).

$$0.5 = \frac{1}{n_{hor}} * (b * h) * \left(\frac{b * h}{b + 2 * h} \right)^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}$$

$$0.5 \frac{m^3}{s} = \frac{1}{0.014} * (1 * h) * \left(\frac{b * h}{1 + 2 * h} \right)^{\frac{2}{3}} * 0.001^{\frac{1}{2}}$$

$$h = 0.54 \text{ m}$$

Para saber si el flujo es subcrítico en el canal es necesario determinar la profundidad crítica para comparar con la profundidad normal, en la cual se tiene que cumplir que la profundidad normal tiene que ser mayor a la crítica $h > h_{cr}$, solo entonces el flujo será subcrítico.

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$$

$$h_{cr} = 0.294 \text{ m}$$

Por lo tanto, observando que $h > h_{cr}$, se tiene flujo subcrítico a lo largo del canal.

Mediante la presente Tabla 78 se presentan los parámetros hidráulicos calculados como: sección de flujo, perímetro mojado, número de Froude y velocidad de flujo, para el canal de evacuación el cual es similar al diseño del canal de conducción, se calcula con las siguientes expresiones:

$$\omega = h * b = 0.54 * 1.0 = 0.54 \text{ m}^2$$

$$\chi = 2h + b = 2(0.54) + 1.0 = 2.08 \text{ m}$$

$$R = \frac{\omega}{\chi} = \frac{0.54}{2.08} = 0.26 \text{ m}$$

$$v = \frac{Q}{\omega} = \frac{0.50}{0.54} = 0.93 \text{ m/s}$$

$$Fr = \frac{v}{\sqrt{gh}}$$

$$Fr = \frac{0.93}{\sqrt{9.81 * 0.54}}$$

$$Fr = 0.49$$

Como el perfil del terreno tiene una pendiente suave del 0.1% solo se consideró un tramo para el transporte del excedente

Tabla 78

Parámetros del canal de evacuación

Resultados	Símbolo	Valor	Unidad
Profundidad normal	h	0.54	m
Profundidad crítica	hcr	0.294	M
Sección de flujo	W	0.54	m ²
Perímetro mojado	X	2.08	M
Radio hidráulico	R	0.26	M
Velocidad de flujo	v	0.93	m/s
Número de Froude	Fr	0.49	
Tipo de flujo		Flujo Subcrítico	

Elaborado por: Los autores

CAPÍTULO VI

ANÁLISIS FINANCIERO

La finalidad de realizar el análisis financiero es conocer la viabilidad del proyecto tomando en cuenta el costo de construcción y los ingresos luego de la ejecución, esto a partir de los indicadores económicos que son la tasa interna de retorno (TIR), el valor actual neto (VAN), la relación Beneficio- Costo y el tiempo de recuperación de la inversión.

6.1. Presupuesto

Representa el valor económico de la realización del proyecto de la mini central hidroeléctrica en San José de Ayora, en el cual se reflejará el costo de la construcción de diferentes obras civiles.

En el presupuesto los rubros principales se basan en un análisis de precios unitarios (APUS) los cuales contienen costos de equipo, maquinaria, mano de obra, materiales y por imprevisto en la construcción de la obra, para la elaboración se basó en el informe emitido Contraloría General de Estado para salarios por mano de obra en el mes de enero 2020, también en el Instituto Nacional de Estadística y Censos el cual proporciona costos de materiales actualizados en septiembre del 2020.

Para el proyecto se propone dos alternativas, el primer escenario será la construcción total de la obra, con el objetivo de reducir costos se propone un segundo escenario que se basa en la rehabilitación del tanque de carga ya que se encuentra en buenas condiciones lo que reduce costos de inversión para el proyecto.

En la Tabla 79 se resume las diferentes obras civiles a construirse para cada una de las alternativas, así también se evaluará la viabilidad y en la Tabla 80 se resume el presupuesto del proyecto.

Tabla 79*Alternativas del proyecto*

Obras Civiles	Obras a construirse	
	Alternativa 1	Alternativa 2
Perfil USBR	X	x
Rejilla de fondo	X	x
Galería de captación	X	x
Desripiador	X	x
Desarenador	X	x
Canal de conducción	X	x
Tanque de carga	X	
Tubería a presión	X	x

Elaborado por: Los autores

Tabla 80*Presupuesto para el proyecto*

Presupuesto del Proyecto	Alternativa I	Alternativa II
Obras civiles	223564,65	208742,28
Señalización y equipos de protección	6706,94	6262,27
Imprevistos (10% del costo total)	22356,46	20874,23
Ingeniería y administración (15% del costo total)	33534,70	31311,34
Valor económico del proyecto	286162,75	267190,12

Elaborado por: Los autores

6.2. Gastos de operación y mantenimiento

Los valores por operación y mantenimiento se obtienen como un porcentaje del costo total de la obra, esto se fundamenta en la experiencia de los profesionales en el área (Valdivieso, 2017), basándose en estos criterios se obtiene los porcentajes en la Tabla 81.

Tabla 81*Porcentajes de los gastos de operación y mantenimiento*

Costos de operación y mantenimiento	
Reparación y mantenimiento anual de la planta	2% del costo del KW instalado
Insumos para administración	1% del costo del KW instalado
Costos de operación anual	0.5% del costo del KW instalado
Total de gastos anuales del proyecto	3.5% del costo del KW instalado

Fuente: (Valdivieso, 2017)

En la Tabla 82 se puede observar el costo del proyecto para las diferentes alternativas.

Tabla 82*Gastos para la mini central hidroeléctrica en Ayora*

Costos de operación y mantenimiento	Porcentaje	Alternativa I	Alternativa II	Unidad
Reparación y mantenimiento anual de la planta	2	5723,3	5343,80	\$
Insumos para administración	1	2861,6	2671,90	\$
Costos de operación anual	0,5	1430,8	1335,95	\$
Total de gastos anuales del proyecto	3,5	10015,7	9351,65	\$

Elaborado por: Los autores

6.3. Ingreso por venta de energía

Este parámetro se calcula basándose en la venta de energía ARCONE establece una tarifa por concepto de generación de 3.00 USD/kWh-mes y tarifa de venta de energía a nivel de generación de 0.078 USD/kWh, según la RESOLUCIÓN Nro. ARCONEL -0.23/19 y los resultados del costo del Servicio Público de Energía Eléctrica, para el año 2020, los precios por venta de energía se pueden en la Tabla 83.

Tabla 83*Ingresos por venta de energía*

Parámetros	Símbolo	Valor	Unidad
Energía generada	E	688730,9	Kwh
Tarifa de venta de energía	C	0,078	USD/kWh
Ingresos anuales	IA	53721,01	USD

Elaborado por: Los autores

6.3.1. Análisis hidráulico de la potencia y energía generada

El resultado de beneficios de venta de energía y potencia generada por la turbina Francis se puede ver en la Tabla 84 y Tabla 85.

Para el cálculo de los ingresos que se produce al año se calcula con la siguiente expresión:

$$I = E * P * \#horas * C$$

Donde:

E= energía generada (Kwh).

P= potencia generada (kW).

#horas=número de horas anuales.

C= tarifa de venta de energía (USD).

Tabla 84*Ingresos por venta de energía*

Parámetros	Símbolo	Valor	Unidad
Potencia	P	78,62	kW
Horas de trabajo anuales	#Horas	8760	h
Energía generada	E	688730,9	Kwh
Tarifa de venta de energía	C	0,078	USD/kWh
Ingresos anuales	I	53721,01	USD

Elaborado por: Los autores

La potencia hidráulica total suministrada a la turbina se calcula con la siguiente fórmula:

$$P = \gamma_{H2O} * H * Q * n$$

Donde:

P = potencia total generada (kW).

γ_{H2O} = peso específico del líquido (kN/m³).

n = eficiencia

Q = caudal de captación (m³/s).

Tabla 85

Potencia generada

Parámetros	Símbolo	Valor	Unidad
Densidad del agua	δ	1000	kg/ m ³
Aceleración de la gravedad	g	9,81	m/s ²
Caudal	$Q_{cap.}$	0,5	m ³ /s
Eficiencia	n	0,89	
Altura neta	H	17,81	m
Potencia	P	78,62	kW

Elaborado por: Los autores

6.4. Flujo de caja

El flujo de caja consiste en comparar los valores económicos generados por los ingresos y egresos que existen en el proyecto durante un periodo de tiempo determinado, el flujo de caja tiene la cualidad de indicar lo que va a suceder en el futuro referente al estado de liquidez, lo que quiere decir que del total de ingresos que se percibe se le resta los egresos o gastos generados en un tiempo, para luego obtener un valor disponible para cancelar deudas obtenidas con terceros o remuneración de la inversión con los dueños del proyecto.

Basándose en este análisis permite conocer la viabilidad del proyecto es decir si la generación de energía eléctrica sea lo suficientemente para cubrir los costos de la inversión del

proyecto sin importar los beneficios económicos ya que es un proyecto de vinculación con la sociedad, el resultado se puede ver en la Tabla 86.

6.4.1. Indicadores económicos

6.4.1.1. Valor actual neto (VAN)

Definido como la diferencia entre el valor actualizado de los flujos de beneficio y el valor actualizado de las inversiones y egresos del efectivo, si el valor actual neto es positivo es aceptable, pero caso contrario si en valor es negativo será rechazado. (Jiménez , Espinoza, & Fonseca, 2007)

6.4.1.2. Tasa interna de retorno

La tasa interna de retorno (TIR), mide la rentabilidad del proyecto como porcentaje, la tasa máxima exigible es aquella que haga que el valor actual neto (VAN) sea cero (Saoag, 2011).

6.4.1.3. Beneficio - Costo

La relación entre beneficio y costo del proyecto compara los valores actuales de los ingresos con el valor actuales de los costos, incluida la inversión. El valor de la relación es similar a la regla del VAN, ya que cuando este es 0, la relación beneficio-costos es igual a 1. Si el VAN es mayor que 0, la relación es mayor que 1, y si el VAN es negativo, esta es menor que 1. Este método no aporta ninguna información importante que merezca ser considerada (Saoag, 2011).

6.4.1.4. Tiempo de recuperación de la inversión

El periodo de recuperación de la inversión (PRI), es uno de los criterios más utilizados para la evaluación de un proyecto este parámetro consiste en medir el tiempo que se va a demorar en recuperar toda la inversión o costo del proyecto.

Tabla 86*Indicadores de viabilidad del proyecto*

Indicadores económicos	Unidad	Alternativa I	Alternativa II
Inversión Inicial	USD	286.162,75	267.190,12
Tasa de descuento	%	12	12
Tasa interna de retorno (TIR)	%	13	15
Valor actual neto (VAN)	USD	29127,76	56762,47
Relación Beneficio/Costo (RBC)		1,07	1,15
Recuperación de la inversión	años	22	17

Elaborado por: Los autores

CONCLUSIONES

La información de registros de datos hidrológicos es escasa en el sitio de captación para lo cual se recurrió a un análisis de transposición de cuencas con un periodo de 5 años lo cual genera un porcentaje de incertidumbre.

Las concesiones de aguas habilitadas usan un caudal de $0.657 \text{ m}^3/\text{s}$ datos proporcionados por la Secretaria Nacional del Agua.

Mediante el método distribución de probabilidades se obtuvo un caudal máximo de $393.22 \text{ m}^3/\text{s}$ para el diseño del perfil hidrodinámico USBR y de la curva de duración general para las obras de captación $0.5 \text{ m}^3/\text{s}$.

Según el estudio de suelos se realizaron 3 sondeos mediante el ensayo de penetración estándar SPT en el cual no se pudo llegar a profundizar demasiado debido a la presencia de rocas, se determinó que la capacidad portante de 16.02 t/m^2 y un asentamiento máximo estimando de 2.90 mm .

El diseño de obras civiles consta de un perfil hidrodinámico USBR de 27.7 m de longitud, se capta el caudal de $0.5 \text{ m}^3/\text{s}$ mediante una rejilla de fondo con dimensiones de $5 \times 1 \text{ m}$ con una galería de $1 \times 0.5 \text{ m}$, la cual conduce el caudal hacia un desripiador y desarenador de 30 m de longitud, a continuación, el canal de conducción revestido de hormigón tiene una longitud de 400 m .

Para encontrar el diámetro de la tubería a presión se realizó un análisis técnico -económico obteniendo un diámetro de 500 mm que recorre una longitud de 187.4 m hasta llegar a la casa se máquinas.

Se obtendrá una generación anual de 688730.9 kW con una potencia de 78.62 kW para un caudal turbinado de $0.5 \text{ m}^3/\text{s}$.

Se estableció una tarifa para la venta de electricidad de 0.078 ctvs/kw por la Agencia de Regulación y Control de Electricidad (ARCONEL) para el periodo enero – diciembre 2020, con la cual se obtiene una ganancia por venta de energía anual de \$53721,01.

Se plantea dos alternativas para la construcción para el proyecto, la primera mediante la tarifa que establece ARCONEL se obtiene un valor actual neto de \$29127,76 con un periodo de retorno de 13 años, y una relación costo beneficio de 1.07 valores que si representa rentabilidad.

Para la segunda alternativa se obtiene un valor actual neto de \$ 56762,47 con un periodo de retorno de 15 años, y una relación costo beneficio de 1.15, la cual representa mayor rentabilidad para la construcción del proyecto.

El presupuesto total de la obra se determinó mediante el análisis económico obteniendo un costo de \$ 286.162,75 y \$ 267.190,12 respectivamente para cada una de las alternativas.

RECOMENDACIONES

Es importante obtener un estudio hidrológico con un periodo de análisis mayor a 6 años para obtener mejor precisión en la predicción de los caudales para el diseño del conjunto de obras civiles.

Al construir con la segunda alternativa existe un ahorro de 6.63 % respecto a la primera, sería la mejor opción para la construcción del proyecto.

Para evitar la presencia de sedimento y material de arrastre en el canal, tanque de carga ya que están expuestos al ambiente, se debería concientizar y fomentar programas participativos de manejo y conservación de suelos, haciendo hincapié en el desarrollo de buenas prácticas agroforestales.

Instar el diseño y construcción de equipos de generación hidráulica empleando material industrial y potencial técnico existente en el país.

REFERENCIAS

- Agencia de Regulacion y Control de Electricidad (ARCONEL). (2019). *Resolución Nro. ARCONEL - 035/19*. Obtenido de <https://www.regulacionelectrica.gob.ec/>
- Arrázola Iriarte, E. R. (2019). *Hidrodinámica (péridas de carga)*.
- Arronte, G. R. (Octubre de 2010). *Salud al ambiente agua para gente*. Obtenido de FACTSHEET: http://awsassets.panda.org/downloads/fs_caudal_ecologico.pdf
- Bureau of Reclamation . (1987). *Desing of Small Dams*. Washington DC: United States Department of the Interior.
- Caiza, C. G. (2014). *Hidrología Básica y Aplicada* . Quito : Universitaria Abya-Yala.
- Calero , I. (2018). *Construcciones Hidráulicas Obras De Desvío*. Quito: CEDISA Centro Editorial S.A.
- Cassan, M. (1982). *Los Ensayos In Situ en la Mecánica del Suelo* . Barcelona : Técnicos y Asociados S.A. .
- Chow, V. T. (1994). *Hidráulica de canales abiertos*. Illinois, Estados Unidos: McGraw Hill.
- Eguia, P. A. (2007). *Requerimientos para implemetar el caudal ambiental en México*. México : Andrés Cruz Rivas .
- Guevara P., E., & Humberto, C. D. (1991). *Hidrología, una introducción a la ciencia hidrológica aplicada*. Gueca, Primera edición .
- Heredia, A., & Andrade, A. (2013). *Diseño de las obras hidráulicas de la alternativa técnica de la central hidroeléctrica sardinas grande[Tesis de pregrado, Pontificia Universidad Católica del Ecuador`]*. Obtenido de <http://repositorio.puce.edu.ec/handle/22000/9578>

Instituto Geográfico Militar. (24 de Abril de 2016). *Geoportal*. Obtenido de <http://www.geoportaligm.gob.ec/portal/index.php/cartografia-de-libre-acceso-escala-50k/>

ITDG-PERÚ. (1995). *MANUAL DE MINI Y MICROCENTRALES HIDRÁULICAS*. Lima.

Jiménez , F., Espinoza, C., & Fonseca, L. (2007). *Ingeniería Económica*. Costa Rica: Tecnológica de Costa Rica .

Krochin, S. (1986). *Diseño Hidráulico*. Quito: Escuela Politécnica Nacional.

López, M. (2003). *Determinación In Situ de la Propiedades Ingenieriles de los Suelos* . Buenos Aires : Cengage.

Militar, I. G. (4 de 24 de 2016). *Geoportaligm*. Obtenido de <http://www.geoportaligm.gob.ec/portal/index.php/cartografia-de-libre-acceso-escala-50k/>

Moncayo, N. (2007). *Optimización de Conducciones de Proyectos Hidroeléctricos*. Quito.

Mott, R. (2006). *Mecánica de Fluidos*. México: Pearson.

OLADE . (1981). *El Desarrollo de Pequeñas Centrales Hidroeléctricas en Latinoamérica y El Caribe* . Ecuador: Editado por OLADE.

Ortiz, R. (2011). *Pequeñas Centrales Hidroeléctricas* . Bogotá: ediciones de la u .

Penche, C. (1998). *Manual de Pequeña Hidráulica*. España: ESHA.

Racedo, F. (1983). *Viabilidad de las Pequeñas Centrales Hidroeléctricas en la Región Andina Venezolana*. Mérida.

Sandoval Erazo , W., & Aguilera Ortiz, E. P. (2014). Determinación de Caudales en cuencas con poca información Hidrológica . *Ciencia UNEMI*, 110.

Saoag, C. N. (2011). *Proyecto de investigación: Formulacion y Evaluación*. Santiago de Chile: Inés Fernández Maluf.

- Solano, G. (2013). *Factibilidad de venta de bonos de carbono a través de generación de energía limpia utilizando mecanismos de desarrollo limpio*. Quito-Ecuador: Universidad Internacional del Ecuador: Tesis de pregrado.
- Sotelo, G. (1994). *Hidráulica General- Fundamentos*. México: Limusa.S.A.
- Universidad de Piura. (s.f.). *Inicio del movimiento*. Obtenido de http://www.biblioteca.udep.edu.pe/bibvirudep/tesis/pdf/1_132_183_85_1202.pdf
- Valdivieso, V. (2017). *Diseño de las obras de embalse del proyecto hidroeléctrico Machinaza [Tesis de pregrado, Universidad Politécnica Salesiana]*. Obtenido de <https://dspace.ups.edu.ec/bitstream/123456789/14411/1/UPS%20-%20ST003147.pdf>
- Villalaz, C. (2004). *Mecánica de Suelos y Cimentaciones*. México: Limusa.
- Wageningen-Delft Hydraulics Laboratory. (2006). *Discharge Measurement Structures- International Institute for Land Reclamation and Improvement*. Holanda.

ANEXOS

Análisis de Información Hidrológica

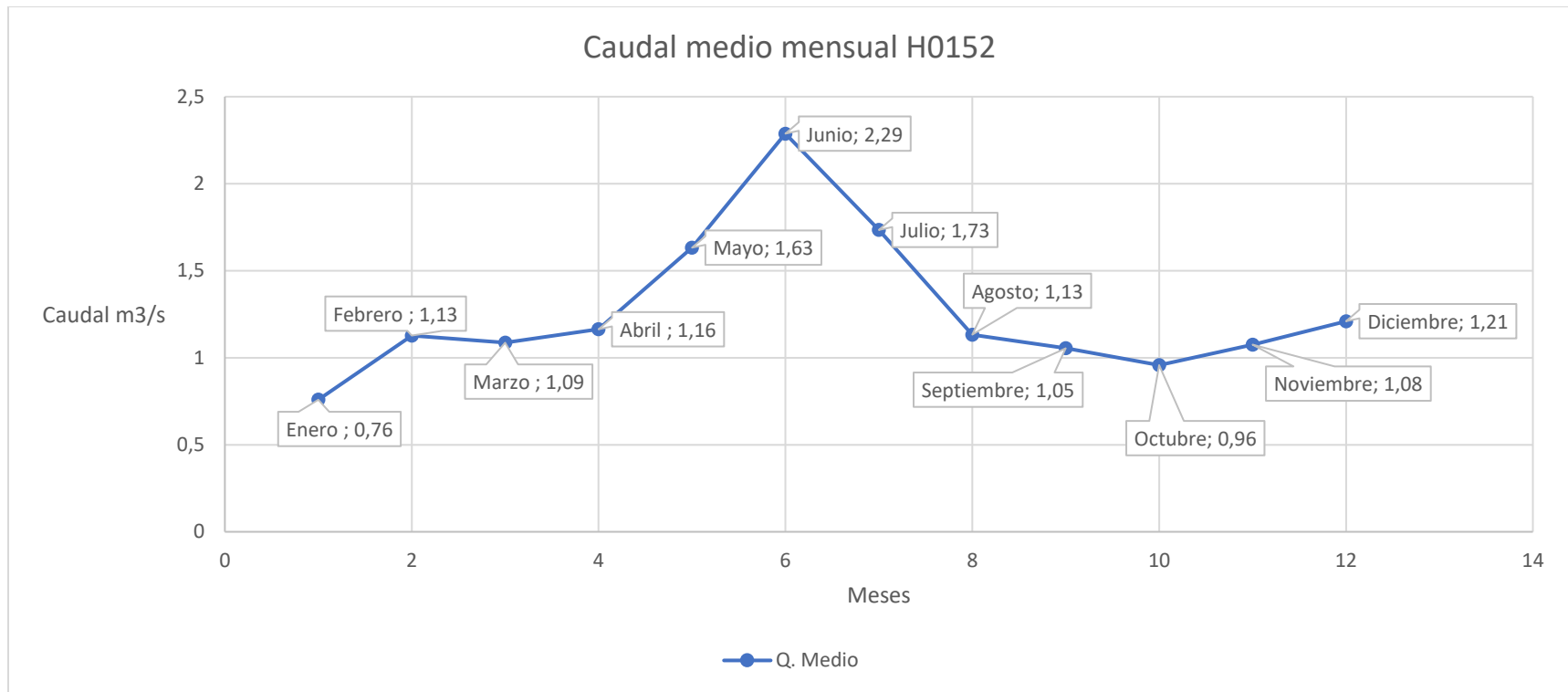
Nombre:	La Chimba en Olmedo											
Código:	H0152											
Periodo:	2005-2013											
Caudales medio mensuales (m³/s)												
Año	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre
2005	0,263	0,417	0,570									
2006			0,415	0,508	0,916	0,278	0,573	0,089				
2007	0,096	0,110	0,518	0,869	0,420	5,783	1,302	0,952	0,870	0,551	1,514	1,368
2008	1,079	1,608	1,399	1,425	1,933	2,285	2,426	1,043	0,816	2,417	1,923	1,272
2009								1,027	0,543		0,339	0,334
2010	0,530	0,732	0,458	0,927	0,991	1,347	0,898	1,020	0,658	0,470	1,556	1,410
2011	1,239	1,019	1,812	2,183	3,574	3,505	3,982	2,848	1,866	1,218		2,395
2012	0,979	2,120	1,945	1,120	1,553	0,639	1,457	1,123	0,611	0,040	0,044	0,481
2013	1,125	1,887	1,576	1,113	2,041	1,242						
2014						3,223	1,503	0,962	2,016	1,050		
Q. Medio	0,759	1,128	1,087	1,164	1,633	2,288	1,734	1,133	1,054	0,958	1,075	1,210

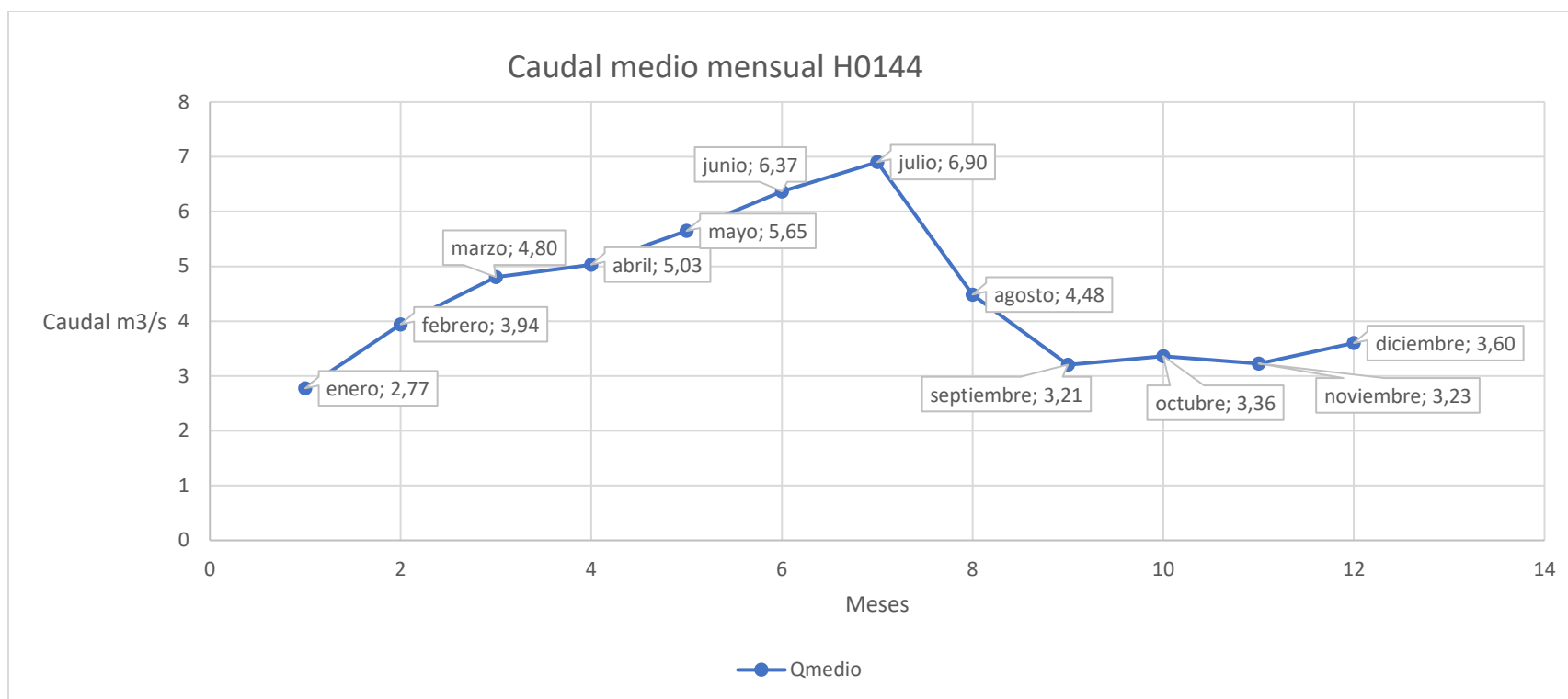
Nombre:	GUACHALA AJ GRANOBLES
Código:	H0144
Periodo:	1987-1996

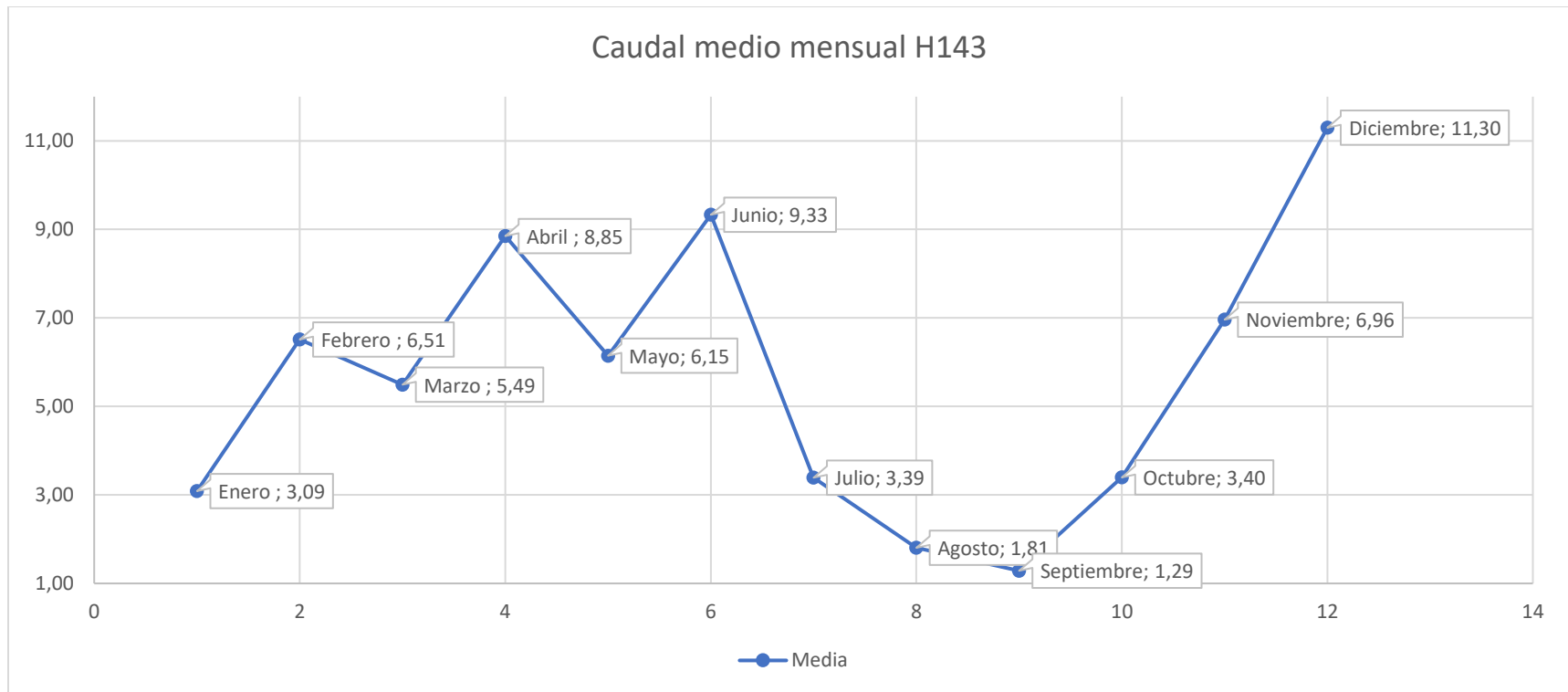
Caudales medio mensuales (m³/s)												
años	enero	febrero	marzo	abril	mayo	junio	julio	agosto	septiembre	octubre	noviembre	diciembre
1987	2,926	7,225	4,149	8,027	7,892	4,665	5,944	6,475	4,55	6,13	4,173	3,818
1988	2,914	4,219	3,568	8,174	6,019	7,102	7,975	4,5565	4,277	4,678	6,049	6,435
1989	5,16	4,672	8,229	4,579	10,254	10,587	7,868	3,596	3,696	3,762	3,935	2,287
1990	1,799	1,389	4,609	2,912	4,587	7,089		3,491	2,118		1,873	2,554
1991		4,978		2,606	3,149		8,398	6,917	3,156	2,946	3,659	4,113
1992	1,598	2,216	2,86	6,34			5,206	5,189	2,994	1,616	1,51	1,666
1993	1,629	3,139	7,126			6,071	6,148	2,757	4,005	3,417	3,459	3,764
1994	3,087	2,896	4,634	5,894	4,822	3,953	6,093	6,724	3,066	3,311	3,338	4,986
1995	3,083	1,963	1,878	1,722	4,231		4,905	1,872	1,721	2,316	2,868	
1996		6,722	6,189		4,216	5,109	9,586	3,272	2,479	2,079	1,413	2,78
Qmedio	2,775	3,942	4,805	5,032	5,646	6,368	6,903	4,485	3,206	3,362	3,228	3,600

Nombre:	GRANOBLES AJ GUACHALA
Código:	H0143
Periodo:	2005-2014

Caudales medio mensuales (m ³ /s)												
Año	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre
2005	3,730	2,115	2,490	6,623		9,351	5,256	2,040	0,970	1,696	2,400	4,266
2006	3,908	3,595	9,483	5,532	5,815	7,054	0,680	0,565	0,150	1,380	7,839	10,076
2007	0,630	0,559	3,771	25,450	3,083	24,079	2,988	0,525	0,560		5,865	16,982
2008		29,468		6,568	2,705	6,153	3,103	0,984	1,238	9,672	17,809	13,771
2009	4,949	4,102	10,823	3,110	4,024	22,044	10,325	0,943	0,596	0,157	0,512	0,493
2010	1,089	0,992	0,530	12,203	15,616	8,868	5,157	3,598	2,023	7,550	23,332	54,584
2011	3,252	6,774	6,906	19,268	6,416	4,752	2,243	5,286	1,235	1,690	3,770	4,804
2012	6,229	7,825	2,322	3,762	3,018	0,907	0,776	1,584	3,369	3,178	2,658	1,596
2013	1,205	3,433	2,824	3,573	5,375	2,060	1,632	1,396	0,798	2,103	2,418	3,568
2014	2,792	6,257	10,281	2,410	9,268	8,050	1,736	1,130	1,925	3,138	3,005	2,854
QMedio	3,087	6,512	5,492	8,850	6,147	9,332	3,390	1,805	1,286	3,396	6,961	11,299







Información para la curva de duración general para diferentes cuencas.

Nombre:	La Chimba en Olmedo	
Periodo:	2005-2014	
Código	H0152	
Área:	100,75	km2

Nombre:	GUACHALA AJ GRANOBLES	
Periodo:	1987-1996	
Código	H0144	
Área:	700,87	km2

Nombre:	GRANOBLES AJ GUACHALA	
Periodo:	2005-2014	
Código	H0143	
Área:	389,34	km2

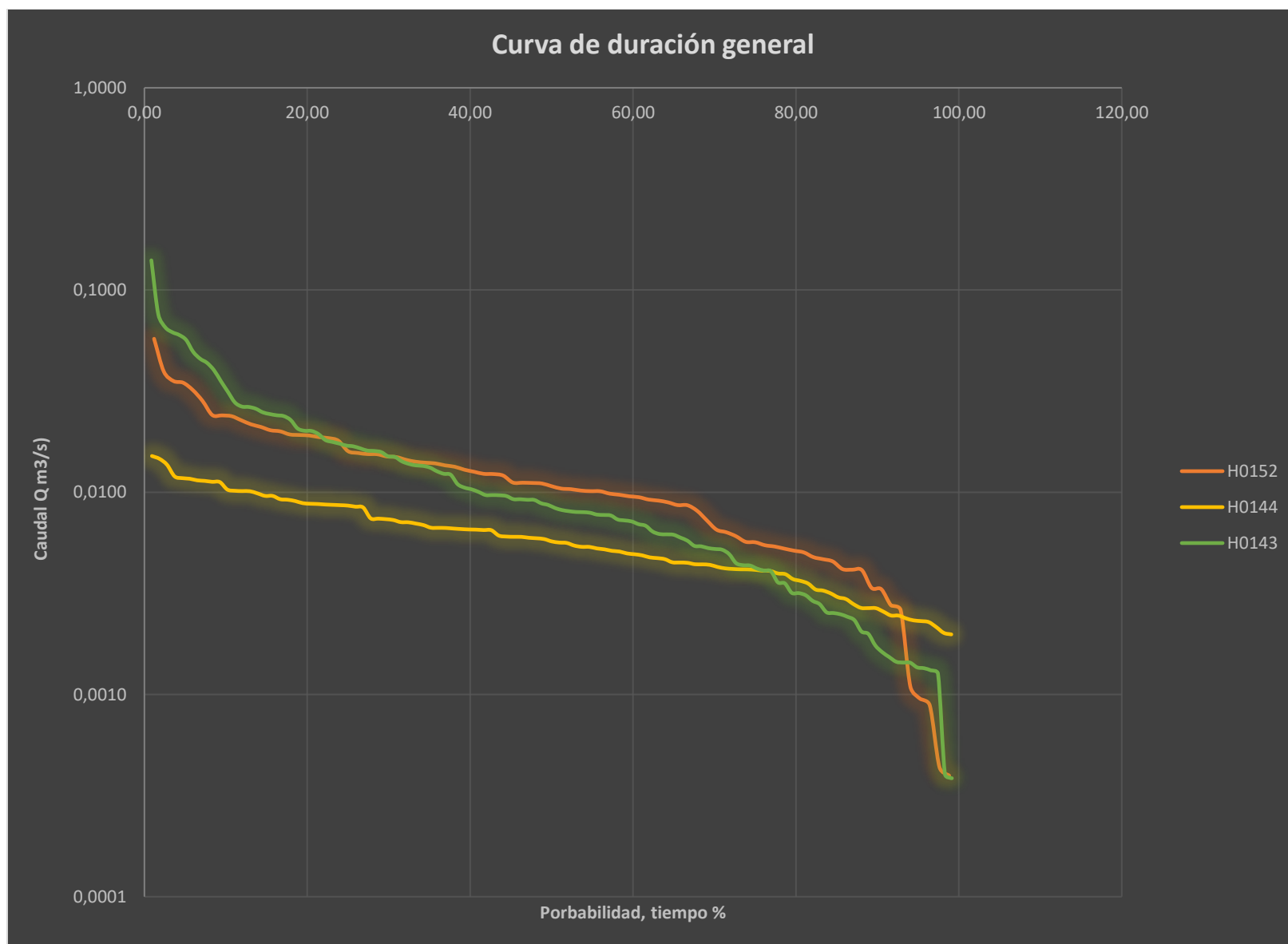
Orden	Q	q	P	Orden	Q	q	P	Orden	Q	q	P
(m)	(m ³ /s)	(m/s)	(%)	(m)	(m ³ /s)	(m/s)	(%)	(m)	(m ³ /s)	(m/s)	(%)
1	5,783	0,0574	1,19	1	10,587	0,015	0,926	1	54,584	0,140	0,85
2	3,982	0,0395	2,38	2	10,254	0,015	1,852	2	29,468	0,076	1,71
3	3,574	0,0355	3,57	3	9,586	0,014	2,778	3	25,450	0,065	2,56
4	3,505	0,0348	4,76	4	8,398	0,012	3,704	4	24,079	0,062	3,42
5	3,223	0,0320	5,95	5	8,229	0,012	4,630	5	23,332	0,060	4,27
6	2,848	0,0283	7,14	6	8,174	0,012	5,556	6	22,044	0,057	5,13
7	2,426	0,0241	8,33	7	8,027	0,011	6,481	7	19,268	0,049	5,98
8	2,417	0,0240	9,52	8	7,975	0,011	7,407	8	17,809	0,046	6,84
9	2,395	0,0238	10,71	9	7,892	0,011	8,333	9	16,982	0,044	7,69
10	2,285	0,0227	11,90	10	7,868	0,011	9,259	10	15,616	0,040	8,55
11	2,183	0,0217	13,10	11	7,225	0,010	10,185	11	13,771	0,035	9,40
12	2,120	0,0210	14,29	12	7,126	0,010	11,111	12	12,203	0,031	10,26
13	2,041	0,0203	15,48	13	7,102	0,010	12,037	13	10,823	0,028	11,11
14	2,016	0,0200	16,67	14	7,089	0,010	12,963	14	10,325	0,027	11,97
15	1,945	0,0193	17,86	15	6,917	0,010	13,889	15	10,281	0,026	12,82
16	1,933	0,0192	19,05	16	6,724	0,010	14,815	16	10,076	0,026	13,68
17	1,923	0,0191	20,24	17	6,722	0,010	15,741	17	9,672	0,025	14,53
18	1,887	0,0187	21,43	18	6,475	0,009	16,667	18	9,483	0,024	15,38

19	1,866	0,0185	22,62	19	6,435	0,009	17,593	19	9,351	0,024	16,24
20	1,812	0,0180	23,81	20	6,340	0,009	18,519	20	9,268	0,024	17,09
21	1,608	0,0160	25,00	21	6,189	0,009	19,444	21	8,868	0,023	17,95
22	1,576	0,0156	26,19	22	6,148	0,009	20,370	22	8,050	0,021	18,80
23	1,556	0,0154	27,38	23	6,130	0,009	21,296	23	7,839	0,020	19,66
24	1,553	0,0154	28,57	24	6,093	0,009	22,222	24	7,825	0,020	20,51
25	1,514	0,0150	29,76	25	6,071	0,009	23,148	25	7,550	0,019	21,37
26	1,503	0,0149	30,95	26	6,049	0,009	24,074	26	7,054	0,018	22,22
27	1,457	0,0145	32,14	27	6,019	0,009	25,000	27	6,906	0,018	23,08
28	1,425	0,0141	33,33	28	5,944	0,008	25,926	28	6,774	0,017	23,93
29	1,410	0,0140	34,52	29	5,894	0,008	26,852	29	6,623	0,017	24,79
30	1,399	0,0139	35,71	30	5,206	0,007	27,778	30	6,568	0,017	25,64
31	1,368	0,0136	36,90	31	5,189	0,007	28,704	31	6,416	0,016	26,50
32	1,347	0,0134	38,10	32	5,160	0,007	29,630	32	6,257	0,016	27,35
33	1,302	0,0129	39,29	33	5,109	0,007	30,556	33	6,229	0,016	28,21
34	1,272	0,0126	40,48	34	4,986	0,007	31,481	34	6,153	0,016	29,06
35	1,242	0,0123	41,67	35	4,978	0,007	32,407	35	5,865	0,015	29,91
36	1,239	0,0123	42,86	36	4,905	0,007	33,333	36	5,815	0,015	30,77
37	1,218	0,0121	44,05	37	4,822	0,007	34,259	37	5,532	0,014	31,62
38	1,125	0,0112	45,24	38	4,678	0,007	35,185	38	5,375	0,014	32,48
39	1,123	0,0111	46,43	39	4,672	0,007	36,111	39	5,286	0,014	33,33
40	1,120	0,0111	47,62	40	4,665	0,007	37,037	40	5,256	0,013	34,19
41	1,113	0,0110	48,81	41	4,634	0,007	37,963	41	5,157	0,013	35,04
42	1,079	0,0107	50,00	42	4,609	0,007	38,889	42	4,949	0,013	35,90
43	1,05	0,0104	51,19	43	4,587	0,007	39,815	43	4,804	0,012	36,75
44	1,043	0,0104	52,38	44	4,579	0,007	40,741	44	4,752	0,012	37,61
45	1,027	0,0102	53,57	45	4,557	0,007	41,667	45	4,266	0,011	38,46
46	1,020	0,0101	54,76	46	4,550	0,006	42,593	46	4,102	0,011	39,32

47	1,019	0,0101	55,95	47	4,277	0,006	43,519	47	4,024	0,010	40,17
48	0,991	0,0098	57,14	48	4,231	0,006	44,444	48	3,908	0,010	41,03
49	0,979	0,0097	58,33	49	4,219	0,006	45,370	49	3,771	0,010	41,88
50	0,962	0,0095	59,52	50	4,216	0,006	46,296	50	3,770	0,010	42,74
51	0,952	0,0094	60,71	51	4,173	0,006	47,222	51	3,762	0,010	43,59
52	0,927	0,0092	61,90	52	4,149	0,006	48,148	52	3,730	0,010	44,44
53	0,916	0,0091	63,10	53	4,113	0,006	49,074	53	3,598	0,009	45,30
54	0,898	0,0089	64,29	54	4,005	0,006	50,000	54	3,595	0,009	46,15
55	0,870	0,0086	65,48	55	3,953	0,006	50,926	55	3,573	0,009	47,01
56	0,869	0,0086	66,67	56	3,935	0,006	51,852	56	3,568	0,009	47,86
57	0,816	0,0081	67,86	57	3,818	0,005	52,778	57	3,433	0,009	48,72
58	0,732	0,0073	69,05	58	3,764	0,005	53,704	58	3,369	0,009	49,57
59	0,658	0,0065	70,24	59	3,762	0,005	54,630	59	3,252	0,008	50,43
60	0,639	0,0063	71,43	60	3,696	0,005	55,556	60	3,178	0,008	51,28
61	0,611	0,0061	72,62	61	3,659	0,005	56,481	61	3,138	0,008	52,14
62	0,573	0,0057	73,81	62	3,596	0,005	57,407	62	3,110	0,008	52,99
63	0,570	0,0057	75,00	63	3,568	0,005	58,333	63	3,103	0,008	53,85
64	0,551	0,0055	76,19	64	3,491	0,005	59,259	64	3,083	0,008	54,70
65	0,543	0,0054	77,38	65	3,459	0,005	60,185	65	3,018	0,008	55,56
66	0,530	0,0053	78,57	66	3,417	0,005	61,111	66	3,005	0,008	56,41
67	0,518	0,0051	79,76	67	3,338	0,005	62,037	67	2,988	0,008	57,26
68	0,508	0,0050	80,95	68	3,311	0,005	62,963	68	2,854	0,007	58,12
69	0,481	0,0048	82,14	69	3,272	0,005	63,889	69	2,824	0,007	58,97
70	0,470	0,0047	83,33	70	3,156	0,005	64,815	70	2,792	0,007	59,83
71	0,458	0,0045	84,52	71	3,149	0,004	65,741	71	2,705	0,007	60,68
72	0,420	0,0042	85,71	72	3,139	0,004	66,667	72	2,658	0,007	61,54
73	0,417	0,0041	86,90	73	3,087	0,004	67,593	73	2,490	0,006	62,39
74	0,415	0,0041	88,10	74	3,083	0,004	68,519	74	2,418	0,006	63,25

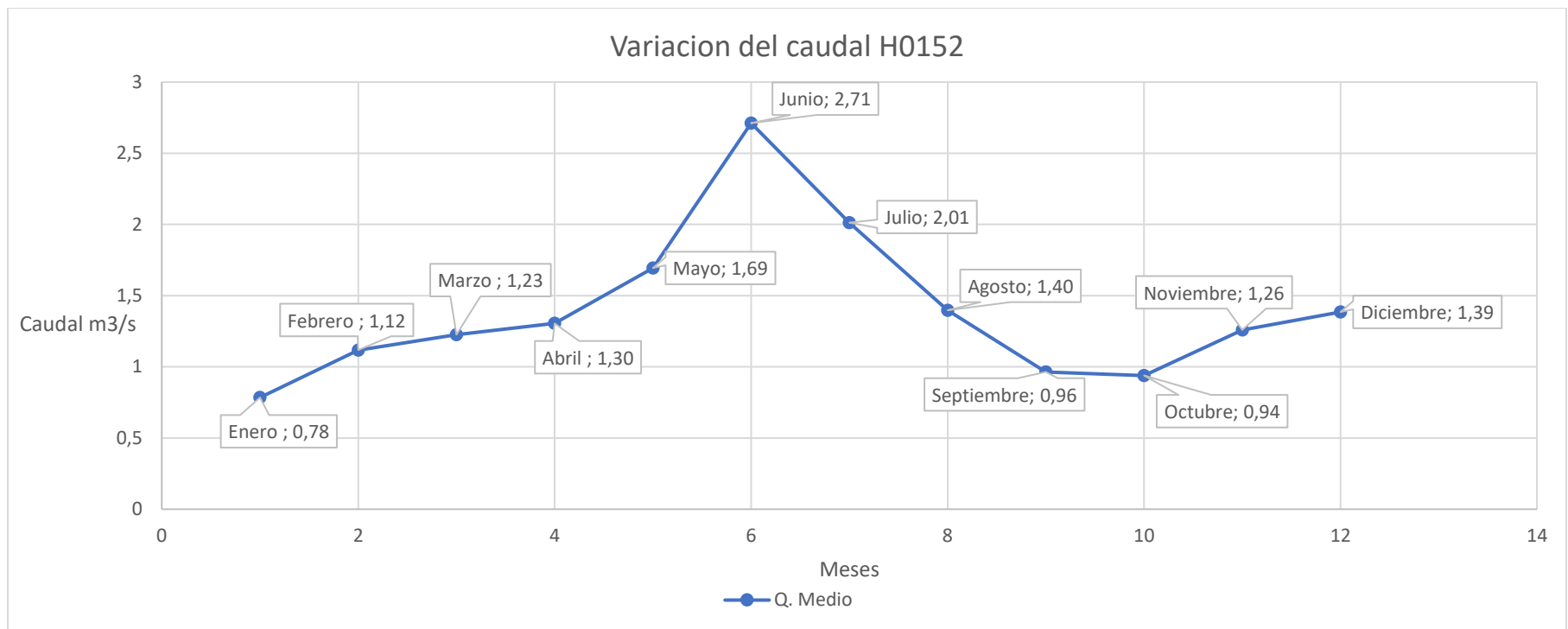
75	0,339	0,0034	89,29	75	3,066	0,004	69,444	75	2,410	0,006	64,10
76	0,334	0,0033	90,48	76	2,994	0,004	70,370	76	2,400	0,006	64,96
77	0,278	0,0028	91,67	77	2,946	0,004	71,296	77	2,322	0,006	65,81
78	0,263	0,0026	92,86	78	2,926	0,004	72,222	78	2,243	0,006	66,67
79	0,110	0,0011	94,05	79	2,914	0,004	73,148	79	2,115	0,005	67,52
80	0,096	0,0010	95,24	80	2,912	0,004	74,074	80	2,103	0,005	68,38
81	0,089	0,0009	96,43	81	2,896	0,004	75,000	81	2,060	0,005	69,23
82	0,044	0,0004	97,62	82	2,868	0,004	75,926	82	2,040	0,005	70,09
83	0,040	0,0004	98,81	83	2,860	0,004	76,852	83	2,023	0,005	70,94
				84	2,780	0,004	77,778	84	1,925	0,005	71,79
				85	2,757	0,004	78,704	85	1,736	0,004	72,65
				86	2,606	0,004	79,630	86	1,696	0,004	73,50
				87	2,554	0,004	80,556	87	1,690	0,004	74,36
				88	2,479	0,004	81,481	88	1,632	0,004	75,21
				89	2,316	0,003	82,407	89	1,596	0,004	76,07
				90	2,287	0,003	83,333	90	1,584	0,004	76,92
				91	2,216	0,003	84,259	91	1,396	0,004	77,78
				92	2,118	0,003	85,185	92	1,380	0,004	78,63
				93	2,079	0,003	86,111	93	1,238	0,003	79,49
				94	1,963	0,003	87,037	94	1,235	0,003	80,34
				95	1,878	0,003	87,963	95	1,205	0,003	81,20
				96	1,873	0,003	88,889	96	1,130	0,003	82,05
				97	1,872	0,003	89,815	97	1,089	0,003	82,91
				98	1,799	0,003	90,741	98	0,992	0,003	83,76
				99	1,722	0,002	91,667	99	0,984	0,003	84,62
				100	1,721	0,002	92,593	100	0,970	0,002	85,47
				101	1,666	0,002	93,519	101	0,943	0,002	86,32
				102	1,629	0,002	94,444	102	0,907	0,002	87,18

103	1,616	0,002	95,370	103	0,798	0,002	88,03
104	1,598	0,002	96,296	104	0,776	0,002	88,89
105	1,510	0,002	97,222	105	0,680	0,002	89,74
106	1,413	0,002	98,148	106	0,630	0,002	90,60
107	1,389	0,002	99,074	107	0,596	0,002	91,45
				108	0,565	0,001	92,31
				109	0,560	0,001	93,16
				110	0,559	0,001	94,02
				111	0,530	0,001	94,87
				112	0,525	0,001	95,73
				113	0,512	0,001	96,58
				114	0,493	0,001	97,44
				115	0,157	0,000	98,29
				116	0,150	0,000	99,15



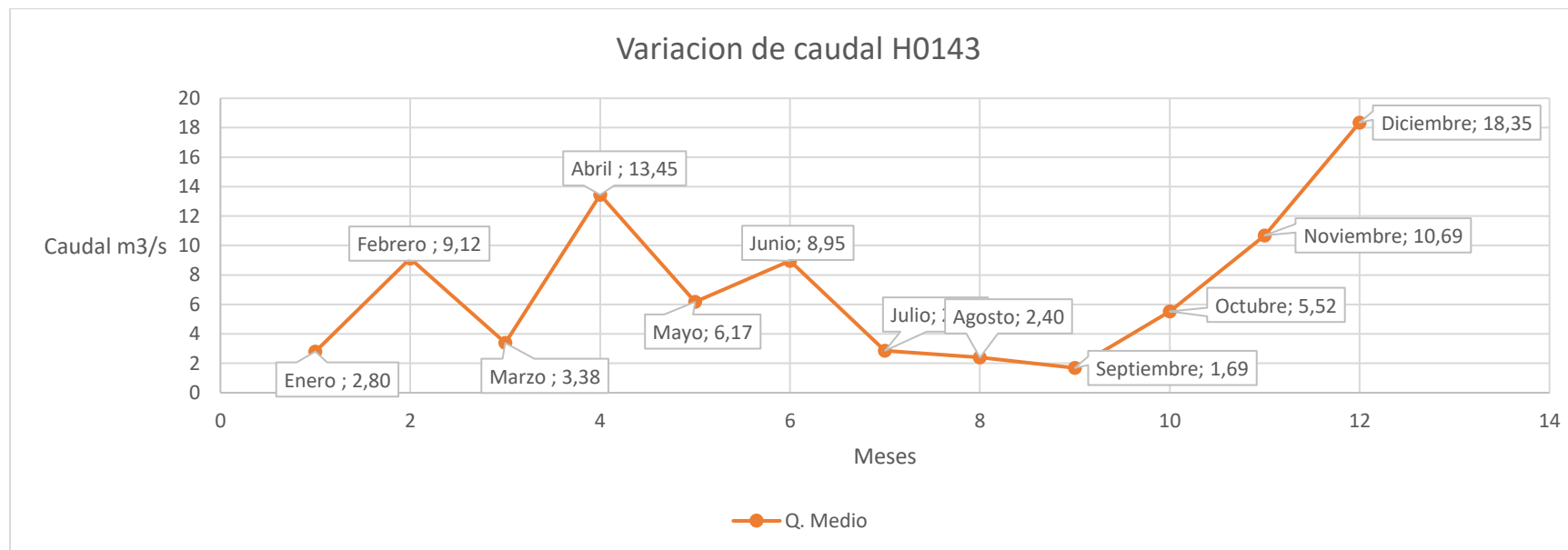
Estaciones con información:

Nombre:	La Chimba en Olmedo											
Periodo:	2007-2012											
Código	H0152											
Área:	100,75	km2										
Caudales medio mensuales (m³/s)												
Año	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre
2007	0,096	0,110	0,518	0,869	0,420	5,783	1,302	0,952	0,870	0,551	1,514	1,368
2008	1,079	1,608	1,399	1,425	1,933	2,285	2,426	1,043	0,816	2,417	1,923	1,272
2010	0,530	0,732	0,458	0,927	0,991	1,347	0,898	1,020	0,658	0,470	1,556	1,410
2011	1,239	1,019	1,812	2,183	3,574	3,505	3,982	2,848	1,866	1,218		2,395
2012	0,979	2,120	1,945	1,120	1,553	0,639	1,457	1,123	0,611	0,040	0,044	0,481
Q. Medio	0,785	1,118	1,226	1,305	1,694	2,712	2,013	1,397	0,964	0,939	1,259	1,385

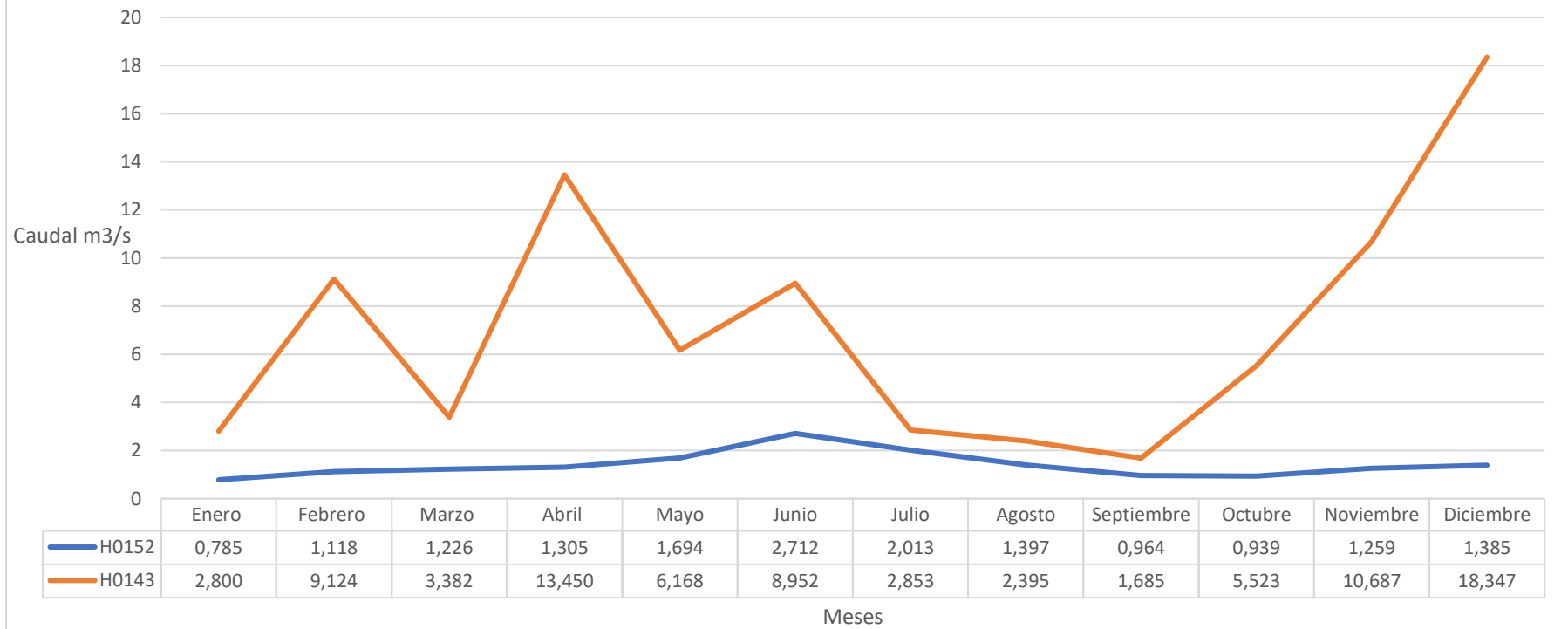


Nombre:	GRANOBLES AJ GUACHALA	
Periodo:	2007-2012	
Código	H0143	
Área:	389,34	km2

Caudales medio mensuales (m³/s)												
Año	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre
2007	0,630	0,559	3,771	25,450	3,083	24,079	2,988	0,525	0,560		5,865	16,982
2008		29,468		6,568	2,705	6,153	3,103	0,984	1,238	9,672	17,809	13,771
2010	1,089	0,992	0,530	12,203	15,616	8,868	5,157	3,598	2,023	7,550	23,332	54,584
2011	3,252	6,774	6,906	19,268	6,416	4,752	2,243	5,286	1,235	1,690	3,770	4,804
2012	6,229	7,825	2,322	3,762	3,018	0,907	0,776	1,584	3,369	3,178	2,658	1,596
Q. Medio	2,800	9,124	3,382	13,450	6,168	8,952	2,853	2,395	1,685	5,523	10,687	18,347



Variación de caudal entre las estaciones H0152 y H0143

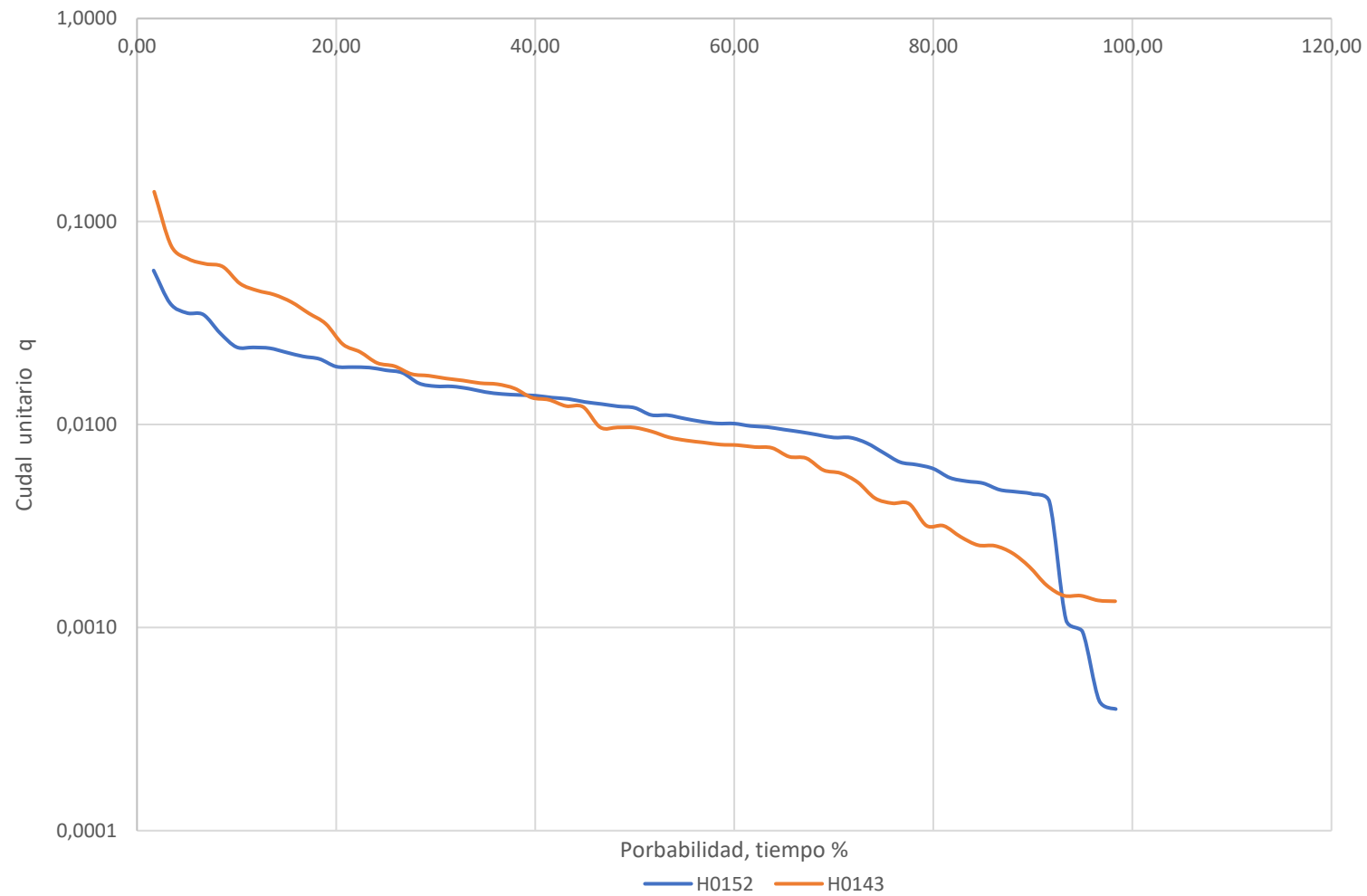


H0152				H0143			
Orden	Q	q	P	Orden	Q	q	P
(m)	(m ³ /s)	(m/s)	(%)	(m)	(m ³ /s)	(m/s)	(%)
1	5,783	0,0574	1,67	1	54,584	0,1402	1,72
2	3,982	0,0395	3,33	2	29,468	0,0757	3,45
3	3,574	0,0355	5,00	3	25,450	0,0654	5,17
4	3,505	0,0348	6,67	4	24,079	0,0618	6,90
5	2,848	0,0283	8,33	5	23,332	0,0599	8,62
6	2,426	0,0241	10,00	6	19,268	0,0495	10,34
7	2,417	0,0240	11,67	7	17,809	0,0457	12,07
8	2,395	0,0238	13,33	8	16,982	0,0436	13,79
9	2,285	0,0227	15,00	9	15,616	0,0401	15,52
10	2,183	0,0217	16,67	10	13,771	0,0354	17,24
11	2,120	0,0210	18,33	11	12,203	0,0313	18,97
12	1,945	0,0193	20,00	12	9,672	0,0248	20,69
13	1,933	0,0192	21,67	13	8,868	0,0228	22,41
14	1,923	0,0191	23,33	14	7,825	0,0201	24,14
15	1,866	0,0185	25,00	15	7,550	0,0194	25,86
16	1,812	0,0180	26,67	16	6,906	0,0177	27,59
17	1,608	0,0160	28,33	17	6,774	0,0174	29,31
18	1,556	0,0154	30,00	18	6,568	0,0169	31,03
19	1,553	0,0154	31,67	19	6,416	0,0165	32,76
20	1,514	0,0150	33,33	20	6,229	0,0160	34,48
21	1,457	0,0145	35,00	21	6,153	0,0158	36,21
22	1,425	0,0141	36,67	22	5,865	0,0151	37,93
23	1,410	0,0140	38,33	23	5,286	0,0136	39,66
24	1,399	0,0139	40,00	24	5,157	0,0132	41,38

25	1,368	0,0136	41,67	25	4,804	0,0123	43,10
26	1,347	0,0134	43,33	26	4,752	0,0122	44,83
27	1,302	0,0129	45,00	27	3,771	0,0097	46,55
28	1,272	0,0126	46,67	28	3,770	0,0097	48,28
29	1,239	0,0123	48,33	29	3,762	0,0097	50,00
30	1,218	0,0121	50,00	30	3,598	0,0092	51,72
31	1,123	0,0111	51,67	31	3,369	0,0087	53,45
32	1,120	0,0111	53,33	32	3,252	0,0084	55,17
33	1,079	0,0107	55,00	33	3,178	0,0082	56,90
34	1,043	0,0104	56,67	34	3,103	0,0080	58,62
35	1,020	0,0101	58,33	35	3,083	0,0079	60,34
36	1,019	0,0101	60,00	36	3,018	0,0078	62,07
37	0,991	0,0098	61,67	37	2,988	0,0077	63,79
38	0,979	0,0097	63,33	38	2,705	0,0069	65,52
39	0,952	0,0094	65,00	39	2,658	0,0068	67,24
40	0,927	0,0092	66,67	40	2,322	0,0060	68,97
41	0,898	0,0089	68,33	41	2,243	0,0058	70,69
42	0,870	0,0086	70,00	42	2,023	0,0052	72,41
43	0,869	0,0086	71,67	43	1,690	0,0043	74,14
44	0,816	0,0081	73,33	44	1,596	0,0041	75,86
45	0,732	0,0073	75,00	45	1,584	0,0041	77,59
46	0,658	0,0065	76,67	46	1,238	0,0032	79,31
47	0,639	0,0063	78,33	47	1,235	0,0032	81,03
48	0,611	0,0061	80,00	48	1,089	0,0028	82,76
49	0,551	0,0055	81,67	49	0,992	0,0025	84,48
50	0,530	0,0053	83,33	50	0,984	0,0025	86,21
51	0,518	0,0051	85,00	51	0,907	0,0023	87,93
52	0,481	0,0048	86,67	52	0,776	0,0020	89,66

53	0,470	0,0047	88,33	53	0,630	0,0016	91,38
54	0,458	0,0045	90,00	54	0,560	0,0014	93,10
55	0,420	0,0042	91,67	55	0,559	0,0014	94,83
56	0,110	0,0011	93,33	56	0,530	0,0014	96,55
57	0,096	0,0010	95,00	57	0,525	0,0013	98,28
58	0,044	0,0004	96,67				
59	0,040	0,0004	98,33				

CURVA DE DURACION GENERAL H152 y H143



A cuenca	201,28	Km2
----------	--------	-----

q80%1 H0152	0,00606	
q80%2 H0143	0,00318	
Sq med	0,00204	
q80% med	0,00462	
Q80%	0,93034	m ³ /s
SQ80%	0,41058	m ³ /s

Obtención de la curva de duración general

Nombre:	La Chimba en Olmedo	
Periodo:	2007-2012	
Código	H0152	
Área:	100,75	km2

Año	2007 H0152			2009 H0152			2010 H0152		
Orden	Q	q	P	Q	q	P	Q	q	P
	(m ³ /s)	(m ³ /s)/km2	(%)	(m ³ /s)	(m ³ /s)/km2	(%)	(m ³ /s)	(m ³ /s)/km2	(%)
1	5,783	0,0574	7,69	2,426	0,0241	7,69	1,556	0,0154	7,69
2	1,514	0,0150	15,38	2,417	0,0240	15,38	1,410	0,0140	15,38
3	1,368	0,0136	23,08	2,285	0,0227	23,08	1,347	0,0134	23,08
4	1,302	0,0129	30,77	1,933	0,0192	30,77	1,020	0,0101	30,77
5	0,952	0,0094	38,46	1,923	0,0191	38,46	0,991	0,0098	38,46
6	0,870	0,0086	46,15	1,608	0,0160	46,15	0,927	0,0092	46,15
7	0,869	0,0086	53,85	1,425	0,0141	53,85	0,898	0,0089	53,85
8	0,551	0,0055	61,54	1,399	0,0139	61,54	0,732	0,0073	61,54

9	0,518	0,0051	69,23	1,272	0,0126	69,23	0,658	0,0065	69,23
10	0,420	0,0042	76,92	1,079	0,0107	76,92	0,530	0,0053	76,92
11	0,110	0,0011	84,62	1,043	0,0104	84,62	0,470	0,0047	84,62
12	0,096	0,0010	92,31	0,816	0,0081	92,31	0,458	0,0045	92,31

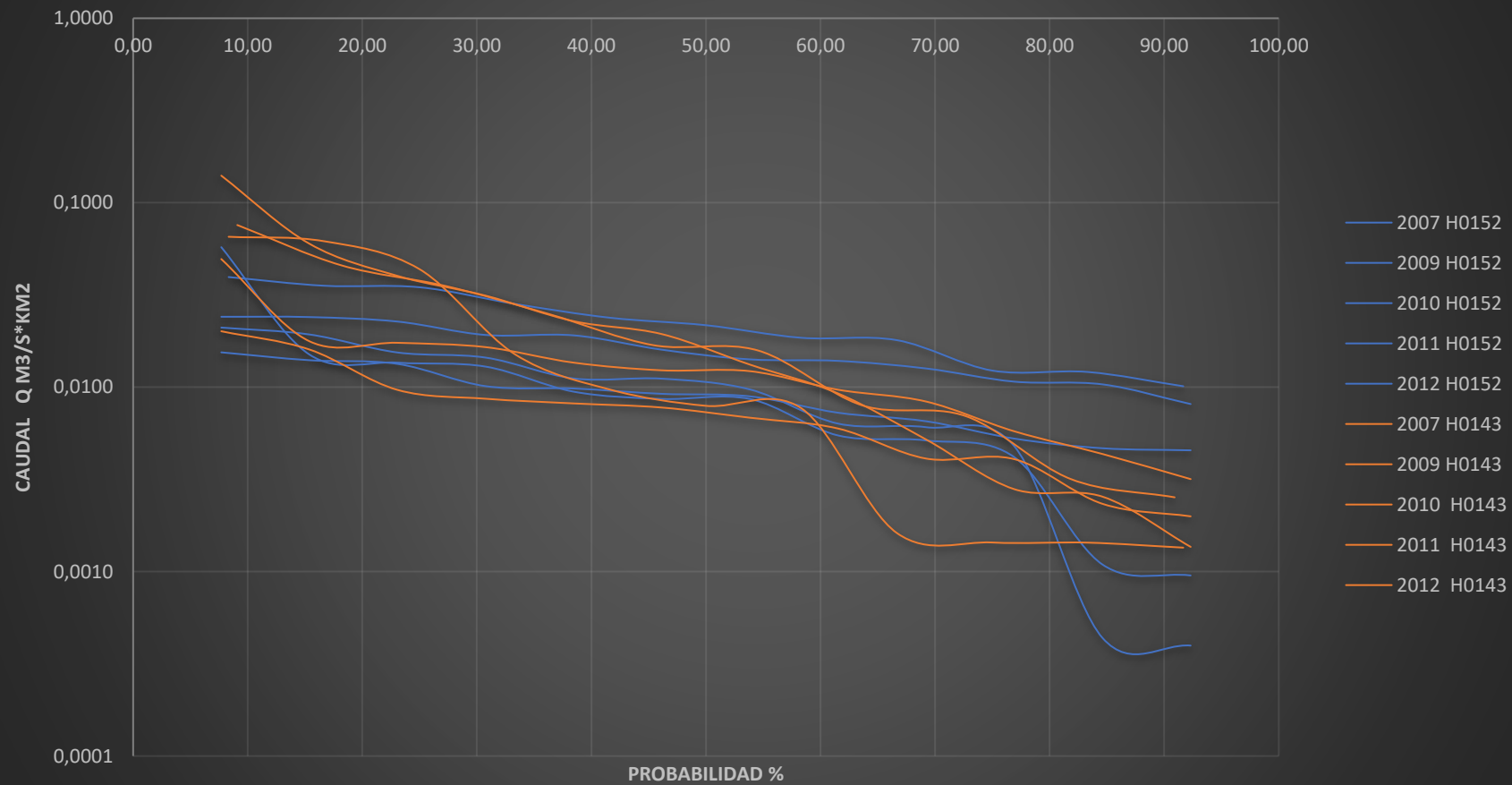
2011 H0152			2012 H0152		
Q	q	P	Q	q	P
(m ³ /s)	(m ³ /s)/km ²	(%)	(m ³ /s)	(m ³ /s)/km ²	(%)
3,982	0,0395	8,33	2,120	0,0210	7,69
3,574	0,0355	16,67	1,945	0,0193	15,38
3,505	0,0348	25,00	1,553	0,0154	23,08
2,848	0,0283	33,33	1,457	0,0145	30,77
2,395	0,0238	41,67	1,123	0,0111	38,46
2,183	0,0217	50,00	1,120	0,0111	46,15
1,866	0,0185	58,33	0,979	0,0097	53,85
1,812	0,0180	66,67	0,639	0,0063	61,54
1,239	0,0123	75,00	0,611	0,0061	69,23
1,218	0,0121	83,33	0,481	0,0048	76,92
1,019	0,0101	91,67	0,044	0,0004	84,62
			0,040	0,0004	92,31

Nombre:	GRANOBLES AJ GUACHALA	
Periodo:	2007-2012	
Código	H0143	
Área:	389,34	km2

Año	2007 H0143			2009 H0143			2010 H0143		
Orden	Q	q	P	Q	q	P	Q	q	P
	(m ³ /s)	(m ³ /s)/km2	(%)	(m ³ /s)	(m ³ /s)/km2	(%)	(m ³ /s)	(m ³ /s)/km2	(%)
1	25,450	0,0654	8,33	29,468	0,0757	9,09	54,584	0,1402	7,69
2	24,079	0,0618	16,67	17,809	0,0457	18,18	23,332	0,0599	15,38
3	16,982	0,0436	25,00	13,771	0,0354	27,27	15,616	0,0401	23,08
4	5,865	0,0151	33,33	9,672	0,0248	36,36	12,203	0,0313	30,77
5	3,771	0,0097	41,67	6,568	0,0169	45,45	8,868	0,0228	38,46
6	3,083	0,0079	50,00	6,153	0,0158	54,55	7,550	0,0194	46,15
7	2,988	0,0077	58,33	3,103	0,0080	63,64	5,157	0,0132	53,85
8	0,630	0,0016	66,67	2,705	0,0069	72,73	3,598	0,0092	61,54
9	0,560	0,0014	75,00	1,238	0,0032	81,82	2,023	0,0052	69,23
10	0,559	0,0014	83,33	0,984	0,0025	90,91	1,089	0,0028	76,92
11	0,525	0,0013	91,67				0,992	0,0025	84,62
12							0,530	0,0014	92,31

2011 H0143			2012 H0143		
Q	q	P	Q	q	P
(m ³ /s)	(m ³ /s)/km ²	(%)	(m ³ /s)	(m ³ /s)/km ²	(%)
19,268	0,0495	7,69	7,825	0,0201	7,69
6,906	0,0177	15,38	6,229	0,0160	15,38
6,774	0,0174	23,08	3,762	0,0097	23,08
6,416	0,0165	30,77	3,369	0,0087	30,77
5,286	0,0136	38,46	3,178	0,0082	38,46
4,804	0,0123	46,15	3,018	0,0078	46,15
4,752	0,0122	53,85	2,658	0,0068	53,85
3,770	0,0097	61,54	2,322	0,0060	61,54
3,252	0,0084	69,23	1,596	0,0041	69,23
2,243	0,0058	76,92	1,584	0,0041	76,92
1,690	0,0043	84,62	0,907	0,0023	84,62
1,235	0,0032	92,31	0,776	0,0020	92,31

Curva de duracion general anual H0152 y H0143



A cuenca	201,28	Km2
Sq med.	0,0035	
q80% med.	0,0050	
Q80%	1,0136	m ³ /s
SQ80%	0,7134	m ³ /s

Estudio de caudales maximos

Nombre:	GRANOBLES AJ GUACHALA	
Periodo:		
Código	H0143	
Área:	389,34	km2

Caudales máximos instantáneos (m3/s)

Año	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre
1992	9,449	24,860	7,891	18,827	10,602	23,770	17,501	9,449	5,717	2,819	6,961	
1993	4,162	3,720	6,527		15,442	14,669	17,074	7,891	5,913		4,162	12,182
1994	7,416	6,317		14,669	15,052	17,074	9,175		22,200	5,341	5,913	15,839
1995	9,728	5,527	3,444	3,183	4,642	2,705		2,182	1,906	5,527	6,113	
1996		23,770	22,714	24,860	13,208	45,000	23,770	23,238	6,742	20,705		2,705
1997	157,979	138,071	27,146	7,416	12,859	13,208	5,341	2,382	2,486	5,913	12,182	8,388
1998	2,486		8,388		5,341			2,594	2,819	7,651	5,913	12,182
1999	7,416	191,590	58,036	419,144	19,285	4,162	72,384	40,902	10,305	5,717	6,527	61,147
2000	22,200	56,026	36,347	8,388	596,617	118,325	6,527	4,162	39,341	17,501	2,594	6,113
2001	22,714		5,717	2,819	3,863	4,642	25,985		2,705	1,292	1,995	1,820
2002	2,705	2,382	10,906	10,014	7,416	4,642	2,087	1,430	0,742	9,728	8,388	6,113
2003	10,305	11,854	4,642	10,014		3,058	14,669	6,113		5,159	38,576	45,000
2004	2,382	4,162	125,253	128,824	34,211	8,907	30,213	3,580	4,983	10,014	4,983	10,014
2005	7,651	3,863	5,913	58,036		224,626	53,106	7,651	3,720	5,159	6,317	7,891
2006	6,527	8,137	22,714	15,052	16,243	39,341	3,157	2,622	0,532	13,762	28,793	30,724
2007	2,750	2,881	14,944	205,379	9,072	240,295	17,062	1,019	2,264		21,367	182,648
2008		159,673		24,610	6,712	26,946	16,623	3,301	2,881	54,069	119,717	81,913
2009	14,149	15,352	39,319	15,352	33,431	157,686	128,124	2,750	1,649	0,622	3,450	2,380
2010	8,232	3,760	3,450	56,017	54,069	39,319	26,349	26,349	6,712	35,564	81,913	136,920
2011	11,193	16,247	14,426	47,326	54,798	18,212	12,343	24,706	2,530	4,208	12,946	12,343
2012	22,886	15,318	6,746	8,168	12,743	2,130	1,773	4,824	14,208	8,947	9,271	4,824
2013	3,135	10,467	10,115	16,247	12,146	8,947	4,208	5,854	1,182	4,718	7,154	15,318
2014	13,567	23,183	32,176	6,483	36,807	45,916	9,436	3,736	6,226	9,271	8,320	8,320
2015	11,503	16,719	18,661	7,664	11,091	32,710	29,084	8,828	1,898		6,323	

Serie Original X=Q

	fecha	Serie_Ori			
1	1992	24.86			
2	1993	17.07			
3	1994	22.2			
4	1995	9.73			
5	1996	45			
6	1997	157.98			
7	1998	12.18	16	2007	240.29
8	1999	419.14	17	2008	159.67
9	2000	596.62	18	2009	157.69
10	2001	25.98	19	2010	136.92
11	2002	10.91	20	2011	54.8
12	2003	45	21	2012	22.89
13	2004	128.82	22	2013	16.25
14	2005	224.63	23	2014	45.92
15	2006	39.34	24	2015	32.71

Serie Transformada $Y = \ln(Q1)$

	fecha	Serie_Trans			
1	1992	3.21326008608257			
2	1993	2.83732253680635			
3	1994	3.10009228887823			
4	1995	2.27521389619791			
5	1996	3.80666248977032			
6	1997	5.06246844273627			
7	1998	2.49979526228175	16	2007	5.48184652722815
8	1999	6.0382049929918	17	2008	5.07310918535161
9	2000	6.39128039481745	18	2009	5.0606310804175
10	2001	3.25732701124245	19	2010	4.91939681366198
11	2002	2.38967979984498	20	2011	4.00369019395397
12	2003	3.80666248977032	21	2012	3.13070013396448
13	2004	4.85841608111874	22	2013	2.78809290877575
14	2005	5.41445460417708	23	2014	3.82690075201131
15	2006	3.67224181296091	24	2015	3.48768084155029

Parámetros Estadísticos

	Original	Transformado
<i>mean</i>	110.275	4.0165
<i>sd</i>	143.5034	1.196
<i>cs</i>	2.2403	0.3641
<i>cv</i>	1.3013	0.2978

Tabla de frecuencias para Distribución Normal

Lim1	Lim2	ni	fi	Fi	K	Pi	pi	chi	error_sq
-Inf	9.73	1	0.0417	0.0417	-0.7006	0.2418	0.2418	3.9746	0.04
9.73	156.4525	16	0.6667	0.7083	0.3218	0.6262	0.3844	4.973	0.0797
156.4525	303.175	5	0.2083	0.9167	1.3442	0.9106	0.2844	0.4879	0.0058
303.175	449.8975	1	0.0417	0.9583	2.3667	0.991	0.0805	0.449	0.0015
449.8975	596.62	1	0.0417	1	3.3891	0.9996	0.0086	3.0383	0.0011

Resultados de frecuencias para Distribución Normal

Num_Intervalos	Num_parametros	gl	Chi_real	Chi_teor	Prueba	p_value	RFSE
5	2	2	12.9228	5.9915	0	0.9984	0.16

Tabla acumulada para Distribución Normal

	Serie	Serie_ord	Fi	Pi	D1	D2	Xc	error_sq
1	24.86	9.73	0.04	0.2418	0.2018	0.2018	-140.9545	22705.807
2	17.07	10.91	0.08	0.2443	0.1643	0.2043	-91.3576	10458.6606
3	22.2	12.18	0.12	0.2471	0.1271	0.1671	-58.3396	4973.0194
4	9.73	16.25	0.16	0.2562	0.0962	0.1362	-32.4331	2370.0462
5	45	17.07	0.2	0.258	0.058	0.098	-10.5005	760.1345
6	157.98	22.2	0.24	0.2697	0.0297	0.0697	8.9182	176.4073
7	12.18	22.89	0.28	0.2713	0.0087	0.0313	26.6352	14.0268
8	419.14	24.86	0.32	0.2759	0.0441	0.0041	43.1586	334.8394
9	596.62	25.98	0.36	0.2785	0.0815	0.0415	58.8349	1079.4466
10	25.98	32.71	0.4	0.2944	0.1056	0.0656	73.9188	1698.1669
11	10.91	39.34	0.44	0.3105	0.1295	0.0895	88.6104	2427.5722
12	45	45	0.48	0.3246	0.1554	0.1154	103.0778	3373.0295
13	128.82	45	0.52	0.3246	0.1954	0.1554	117.4722	5252.2214
14	224.63	45.92	0.56	0.3269	0.2331	0.1931	131.9396	7399.3717
15	39.34	54.8	0.6	0.3495	0.2505	0.2105	146.6312	8432.9655
16	240.29	128.82	0.64	0.5514	0.0886	0.0486	161.7151	1082.0855
17	159.67	136.92	0.68	0.5737	0.1063	0.0663	177.3914	1637.9329
18	157.69	157.69	0.72	0.6295	0.0905	0.0505	193.9148	1312.233
19	136.92	157.98	0.76	0.6302	0.1298	0.0898	211.6318	2878.5202
20	54.8	159.67	0.8	0.6347	0.1653	0.1253	231.0505	5095.181
21	22.89	224.63	0.84	0.7872	0.0528	0.0128	252.9831	803.8994
22	16.25	240.29	0.88	0.8175	0.0625	0.0225	278.8896	1489.9321
23	45.92	419.14	0.92	0.9843	0.0643	0.1043	311.9076	11498.7891
24	32.71	596.62	0.96	0.9996	0.0396	0.0796	361.5045	55279.3163

Resultados de tabla acumulada para Distribución Normal

Num_Datos	D_real	Prueba	p_value	RMSE
24	0.2505	1	0.9186	79.7218

Resultados estadísticos para Distribution Normal

Chi_p_value	RFSE	Kol_p_value	RMSE
0.9984	0.16	0.9186	79.7218

Tabla de frecuencias para Distribución Log Normal

Lim1	Lim2	ni	fi	Fi	K	Pi	pi	chi	error_sq
-Inf	2.2752	1	0.0417	0.0417	-1.4559	0.0727	0.0727	0.3181	0.001
2.2752	3.3042	8	0.3333	0.375	-0.5955	0.2758	0.203	2.0067	0.017
3.3042	4.3332	6	0.25	0.625	0.2649	0.6044	0.3287	0.4522	0.0062
4.3332	5.3623	5	0.2083	0.8333	1.1252	0.8698	0.2653	0.2937	0.0032
5.3623	6.3913	4	0.1667	1	1.9856	0.9765	0.1067	0.8087	0.0036

Resultados de frecuencias para Distribución Log Normal

Num_Intervalos	Num_parametros	gl	Chi_real	Chi_teor	Prueba	p_value	RFSE
5	2	2	3.8793	5.9915	1	0.8562	0.0787

Tabla acumulada para Distribución Log Normal

	Serie	Serie_ord	Fi	Pi	D1	D2	Xc	error_sq
1	3.2133	2.2752	0.04	0.0727	0.0327	0.0327	1.9226	8.3582
2	2.8373	2.3897	0.08	0.0869	0.0069	0.0469	2.336	0.3253
3	3.1001	2.4998	0.12	0.1024	0.0176	0.0224	2.6112	2.0592
4	2.2752	2.7881	0.16	0.1522	0.0078	0.0322	2.8271	0.4175
5	3.8067	2.8373	0.2	0.1621	0.0379	0.0021	3.0099	10.336
6	5.0625	3.1001	0.24	0.2218	0.0182	0.0218	3.1717	2.7176
7	2.4998	3.1307	0.28	0.2295	0.0505	0.0105	3.3194	22.5935
8	6.0382	3.2133	0.32	0.2509	0.0691	0.0291	3.4571	47.1231
9	6.3913	3.2573	0.36	0.2628	0.0972	0.0572	3.5877	103.4789
10	3.2573	3.4877	0.4	0.3292	0.0708	0.0308	3.7135	68.6473
11	2.3897	3.6722	0.44	0.3867	0.0533	0.0133	3.8359	48.934
12	3.8067	3.8067	0.48	0.4304	0.0496	0.0096	3.9565	52.8964
13	4.8584	3.8067	0.52	0.4304	0.0896	0.0496	4.0764	194.205
14	5.4145	3.8269	0.56	0.437	0.123	0.083	4.197	423.0491
15	3.6722	4.0037	0.6	0.4957	0.1043	0.0643	4.3195	414.0684

16	5.4818	4.8584	0.64	0.7593	0.1193	0.1593	4.4452	1901.3576
17	5.0731	4.9194	0.68	0.7749	0.0949	0.1349	4.5758	1584.9135
18	5.0606	5.0606	0.72	0.8087	0.0887	0.1287	4.7135	2138.4504
19	4.9194	5.0625	0.76	0.8091	0.0491	0.0891	4.8612	829.4467
20	4.0037	5.0731	0.8	0.8115	0.0115	0.0515	5.023	60.7857
21	3.1307	5.4145	0.84	0.8788	0.0388	0.0788	5.2058	1788.9331
22	2.7881	5.4818	0.88	0.8898	0.0098	0.0498	5.4218	196.3952
23	3.8269	6.0382	0.92	0.9545	0.0345	0.0745	5.6969	14686.1422
24	3.4877	6.3913	0.96	0.9765	0.0165	0.0565	6.1103	21359.3836

Resultados de tabla acumulada para Distribución Log Normal

Num_Datos	D_real	Prueba	p_value	RMSE
24	0.1593	1	0.452	43.7536

Resultados estadísticos para Distribución Log Normal

Chi_p_value	RFSE	Kol_p_value	RMSE
0.8562	0.0787	0.452	43.7536

Tabla de frecuencias para la distribución Gumbel

Lim1	Lim2	ni	fi	Fi	Pi	pi	chi	error_sq
-Inf	9.73	1	0.0417	0.0417	0.2518	0.2518	4.2089	0.0442
9.73	156.4525	16	0.6667	0.7083	0.6896	0.4378	2.8711	0.0524
156.4525	303.175	5	0.2083	0.9167	0.9047	0.2151	0.0051	0
303.175	449.8975	1	0.0417	0.9583	0.9734	0.0687	0.2547	7e-04
449.8975	596.62	1	0.0417	1	0.9928	0.0194	0.6153	5e-04

Resultados de frecuencias para la distribución Gumbel

Num_Intervalos	Num_parametros	gl	Chi_real	Chi_teor	Prueba	p_value	RFSE
5	2	2	7.9552	5.9915	0	0.9813	0.1399

Tabla acumulada para la distribución Gumbel

	Serie	Serie_ord	Fi	Pi	D1	D2	Xc	error_sq
1	24.86	9.73	0.04	0.2518	0.2118	0.2118	-85.1093	8994.4861
2	17.07	10.91	0.08	0.2555	0.1755	0.2155	-57.9759	4745.2645
3	22.2	12.18	0.12	0.2594	0.1394	0.1794	-38.3965	2557.9827
4	9.73	16.25	0.16	0.2723	0.1123	0.1523	-22.0814	1469.2982
5	45	17.07	0.2	0.2749	0.0749	0.1149	-7.5537	606.3258
6	157.98	22.2	0.24	0.2912	0.0512	0.0912	5.8986	265.7343
7	12.18	22.89	0.28	0.2934	0.0134	0.0534	18.6883	17.6544
8	419.14	24.86	0.32	0.2998	0.0202	0.0198	31.0875	38.7824
9	596.62	25.98	0.36	0.3034	0.0566	0.0166	43.296	299.8423
10	25.98	32.71	0.4	0.3253	0.0747	0.0347	55.4742	518.2068
11	10.91	39.34	0.44	0.347	0.093	0.053	67.7634	807.8902
12	45	45	0.48	0.3656	0.1144	0.0744	80.2986	1245.9917
13	128.82	45	0.52	0.3656	0.1544	0.1144	93.2187	2325.0405
14	224.63	45.92	0.56	0.3686	0.1914	0.1514	106.6767	3691.3725
15	39.34	54.8	0.6	0.3978	0.2022	0.1622	120.8515	4362.8054

16	240.29	128.82	0.64	0.6214	0.0186	0.0214	135.9639	51.0356
17	159.67	136.92	0.68	0.6424	0.0376	0.0024	152.2997	236.5355
18	157.69	157.69	0.72	0.6924	0.0276	0.0124	170.2482	157.7087
19	136.92	157.98	0.76	0.6931	0.0669	0.0269	190.369	1049.0474
20	54.8	159.67	0.8	0.6969	0.1031	0.0631	213.5195	2899.769
21	22.89	224.63	0.84	0.8171	0.0229	0.0171	241.126	272.1184
22	16.25	240.29	0.88	0.8389	0.0411	0.0011	275.8515	1264.6213
23	45.92	419.14	0.92	0.9651	0.0451	0.0851	323.6617	9116.1075
24	32.71	596.62	0.96	0.9928	0.0328	0.0728	403.5736	37266.9095

Resultados de tabla acumulada para la distribución Gumbel

Num_Datos	D_real	Prueba	p_value	RMSE
24	0.2155	1	0.813	59.2525

Resultados estadísticos para la distribución Gumbel

Chi_p_value	RFSE	Kol_p_value	RMSE
0.9813	0.1399	0.813	59.2525

Tabla de frecuencias para la distribución Log Gumbel

Lim1	Lim2	ni	fi	Fi	Pi	pi	chi	error_sq
-Inf	2.2752	1	0.0417	0.0417	0.0264	0.0264	0.2105	2e-04
2.2752	3.3042	8	0.3333	0.375	0.2997	0.2732	0.3174	0.0036
3.3042	4.3332	6	0.25	0.625	0.6705	0.3708	0.9449	0.0146
4.3332	5.3623	5	0.2083	0.8333	0.8758	0.2053	0.0011	0
5.3623	6.3913	4	0.1667	1	0.957	0.0812	2.1625	0.0073

Resultados de frecuencias para la distribución Log Gumbel

Num_Intervalos	Num_parametros	gl	Chi_real	Chi_teor	Prueba	p_value	RFSE
5	2	2	3.6363	5.9915	1	0.8377	0.0718

Tabla acumulada para la distribución Log Gumbel

	Serie	Serie_ord	Fi	Pi	D1	D2	Xc	error_sq
1	3.2133	2.2752	0.04	0.0264	0.0136	0.0136	2.3881	1.3512
2	2.8373	2.3897	0.08	0.0402	0.0398	2e-04	2.6142	7.5424
3	3.1001	2.4998	0.12	0.0575	0.0625	0.0225	2.7774	15.1861
4	2.2752	2.7881	0.16	0.1229	0.0371	0.0029	2.9134	4.7028
5	3.8067	2.8373	0.2	0.1369	0.0631	0.0231	3.0344	13.8334
6	5.0625	3.1001	0.24	0.2231	0.0169	0.0231	3.1466	1.1148
7	2.4998	3.1307	0.28	0.2342	0.0458	0.0058	3.2531	8.8905
8	6.0382	3.2133	0.32	0.2648	0.0552	0.0152	3.3565	14.6558
9	6.3913	3.2573	0.36	0.2816	0.0784	0.0384	3.4582	33.4195
10	3.2573	3.4877	0.4	0.3716	0.0284	0.0116	3.5597	5.9726
11	2.3897	3.6722	0.44	0.4439	0.0039	0.0439	3.6622	0.1558
12	3.8067	3.8067	0.48	0.495	0.015	0.055	3.7666	3.1183
13	4.8584	3.8067	0.52	0.495	0.025	0.015	3.8743	9.9193
14	5.4145	3.8269	0.56	0.5026	0.0574	0.0174	3.9865	63.1171
15	3.6722	4.0037	0.6	0.566	0.034	0.006	4.1046	33.8635

16	5.4818	4.8584	0.64	0.7964	0.1564	0.1964	4.2306	3607.6849
17	5.0731	4.9194	0.68	0.808	0.128	0.168	4.3667	3379.7766
18	5.0606	5.0606	0.72	0.8326	0.1126	0.1526	4.5163	4381.5793
19	4.9194	5.0625	0.76	0.8329	0.0729	0.1129	4.684	2477.9103
20	4.0037	5.0731	0.8	0.8346	0.0346	0.0746	4.8769	808.9324
21	3.1307	5.4145	0.84	0.8822	0.0422	0.0822	5.107	3534.6082
22	2.7881	5.4818	0.88	0.8899	0.0099	0.0499	5.3964	386.974
23	3.8269	6.0382	0.92	0.9378	0.0178	0.0578	5.7949	8193.9694
24	3.4877	6.3913	0.96	0.957	0.003	0.037	6.4609	1851.1466

Resultados de tabla acumulada para la distribución Log Gumbel

Num_Datos	D_real	Prueba	p_value	RMSE
24	0.1964	1	0.7208	34.6647

Resultados estadísticos para la distribución Log Gumbel

Chi_p_value	RFSE	Kol_p_value	RMSE
0.8377	0.0718	0.7208	34.6647

Tabla de frecuencias para la distribución Pearson tipo 3

Lim1	Lim2	ni	fi	Fi	error_sq	K	Pi	pi	chi
-Inf	9.73	1	0.0417	0.0417	0.0412	-0.7006	0.2446	0.2446	4.041
9.73	156.4525	16	0.6667	0.7083	0.0276	0.3218	0.7451	0.5005	1.3239
156.4525	303.175	5	0.2083	0.9167	0.0023	1.3442	0.906	0.1609	0.3362
303.175	449.8975	1	0.0417	0.9583	3e-04	2.3667	0.9644	0.0584	0.1152
449.8975	596.62	1	0.0417	1	4e-04	3.3891	0.9863	0.0219	0.4257

Resultados de frecuencias para distribución Pearson tipo 3

Num_Intervalos	Num_parametros	gl	Chi_real	Chi_teor	Prueba	p_value	RFSE
5	3	1	6.242	3.8415	0	0.9875	0.1198

Tabla acumulada para distribución Pearson tipo 3

	Serie	Serie_ord	Fi	Pi	D1	D2	Xc	error_sq
1	24.86	9.73	0.04	0.2446	0.2046	0.2046	-15.2249	622.7468
2	17.07	10.91	0.08	0.2521	0.1721	0.2121	-11.5256	503.354
3	22.2	12.18	0.12	0.2601	0.1401	0.1801	-7.1831	374.9313
4	9.73	16.25	0.16	0.2847	0.1247	0.1647	-2.2957	343.9427
5	45	17.07	0.2	0.2896	0.0896	0.1296	3.1048	195.0281
6	157.98	22.2	0.24	0.3187	0.0787	0.1187	9.0155	173.8308
7	12.18	22.89	0.28	0.3224	0.0424	0.0824	15.4521	55.3231
8	419.14	24.86	0.32	0.3331	0.0131	0.0531	22.4441	5.8367
9	596.62	25.98	0.36	0.339	0.021	0.019	30.0346	16.4396
10	25.98	32.71	0.4	0.3733	0.0267	0.0133	38.2806	31.0315
11	10.91	39.34	0.44	0.4049	0.0351	0.0049	47.2554	62.6528
12	45	45	0.48	0.4303	0.0497	0.0097	57.0519	145.2486
13	128.82	45	0.52	0.4303	0.0897	0.0497	67.7886	519.3213
14	224.63	45.92	0.56	0.4343	0.1257	0.0857	79.6173	1135.5075
15	39.34	54.8	0.6	0.4711	0.1289	0.0889	92.7355	1439.1026

16	240.29	128.82	0.64	0.6907	0.0507	0.0907	107.4056	458.5776
17	159.67	136.92	0.68	0.7079	0.0279	0.0679	123.9849	167.3175
18	157.69	157.69	0.72	0.7473	0.0273	0.0673	142.9767	216.4811
19	136.92	157.98	0.76	0.7478	0.0122	0.0278	165.1208	50.9908
20	54.8	159.67	0.8	0.7508	0.0492	0.0092	191.5673	1017.4374
21	22.89	224.63	0.84	0.8404	4e-04	0.0404	224.2483	0.1457
22	16.25	240.29	0.88	0.8565	0.0235	0.0165	266.795	702.5163
23	45.92	419.14	0.92	0.9564	0.0364	0.0764	327.3832	8419.3099
24	32.71	596.62	0.96	0.9863	0.0263	0.0663	432.1951	27035.5515

Resultados de tabla acumulada para distribución Pearson tipo 3

Num_Datos	D_real	Prueba	p_value	RMSE
24	0.2121	1	0.7987	42.6676

Resultados estadísticos para distribución Pearson tipo 3

Chi_p_value	RFSE	Kol_p_value	RMSE
0.9875	0.1198	0.7987	42.6676

Tabla de frecuencias para distribución Log Pearson tipo 3

Lim1	Lim2	ni	fi	Fi	error_sq	K	Pi	pi	chi
-Inf	2.2752	1	0.0417	0.0417	4e-04	-1.4559	0.061	0.061	0.1465
2.2752	3.3042	8	0.3333	0.375	0.0112	-0.5955	0.2887	0.2277	1.1751
3.3042	4.3332	6	0.25	0.625	0.0076	0.2649	0.626	0.3373	0.5421
4.3332	5.3623	5	0.2083	0.8333	0.0011	1.1252	0.8678	0.2419	0.1115
5.3623	6.3913	4	0.1667	1	0.0045	1.9856	0.9675	0.0997	1.0789

Resultados de frecuencias para distribución Log Pearson tipo 3

Num_Intervalos	Num_parametros	gl	Chi_real	Chi_teor	Prueba	p_value	RFSE
5	3	1	3.0542	3.8415	1	0.9195	0.0704

Tabla acumulada para distribución Log Pearson tipo 3

	Serie	Serie_ord	Fi	Pi	D1	D2	Xc	error_sq
1	3.2133	2.2752	0.04	0.061	0.021	0.021	2.0797	2.9848
2	2.8373	2.3897	0.08	0.0764	0.0036	0.0364	2.4144	0.0744
3	3.1001	2.4998	0.12	0.0935	0.0265	0.0135	2.6461	3.6806
4	2.2752	2.7881	0.16	0.1498	0.0102	0.0298	2.8329	0.5552
5	3.8067	2.8373	0.2	0.161	0.039	0.001	2.9946	8.4568
6	5.0625	3.1001	0.24	0.2286	0.0114	0.0286	3.1405	0.8389
7	2.4998	3.1307	0.28	0.2372	0.0428	0.0028	3.2759	12.7884
8	6.0382	3.2133	0.32	0.2612	0.0588	0.0188	3.404	27.2998
9	6.3913	3.2573	0.36	0.2744	0.0856	0.0456	3.5274	64.8626
10	3.2573	3.4877	0.4	0.347	0.053	0.013	3.6476	32.1877
11	2.3897	3.6722	0.44	0.4083	0.0317	0.0083	3.7663	15.0509
12	3.8067	3.8067	0.48	0.4537	0.0263	0.0137	3.8846	13.3127
13	4.8584	3.8067	0.52	0.4537	0.0663	0.0263	4.0038	96.1774
14	5.4145	3.8269	0.56	0.4605	0.0995	0.0595	4.1251	254.5096
15	3.6722	4.0037	0.6	0.52	0.08	0.04	4.2498	233.7393

16	5.4818	4.8584	0.64	0.7692	0.1292	0.1692	4.3794	2404.2602
17	5.0731	4.9194	0.68	0.7832	0.1032	0.1432	4.5158	2067.6995
18	5.0606	5.0606	0.72	0.8134	0.0934	0.1334	4.6615	2693.4765
19	4.9194	5.0625	0.76	0.8138	0.0538	0.0938	4.8199	1158.0024
20	4.0037	5.0731	0.8	0.816	0.016	0.056	4.9961	139.9471
21	3.1307	5.4145	0.84	0.8759	0.0359	0.0759	5.1985	1903.3975
22	2.7881	5.4818	0.88	0.8857	0.0057	0.0457	5.4421	87.6336
23	3.8269	6.0382	0.92	0.9454	0.0254	0.0654	5.7598	10375.5999
24	3.4877	6.3913	0.96	0.9675	0.0075	0.0475	6.2523	5994.3954

Resultados de tabla acumulada para distribución Log Pearson tipo 3

Num_Datos	D_real	Prueba	p_value	RMSE
24	0.1692	1	0.5356	33.9061

Resultados estadísticos para para distribución Log Pearson tipo 3

Chi_p_value	RFSE	Kol_p_value	RMSE
0.9195	0.0704	0.5356	33.9061

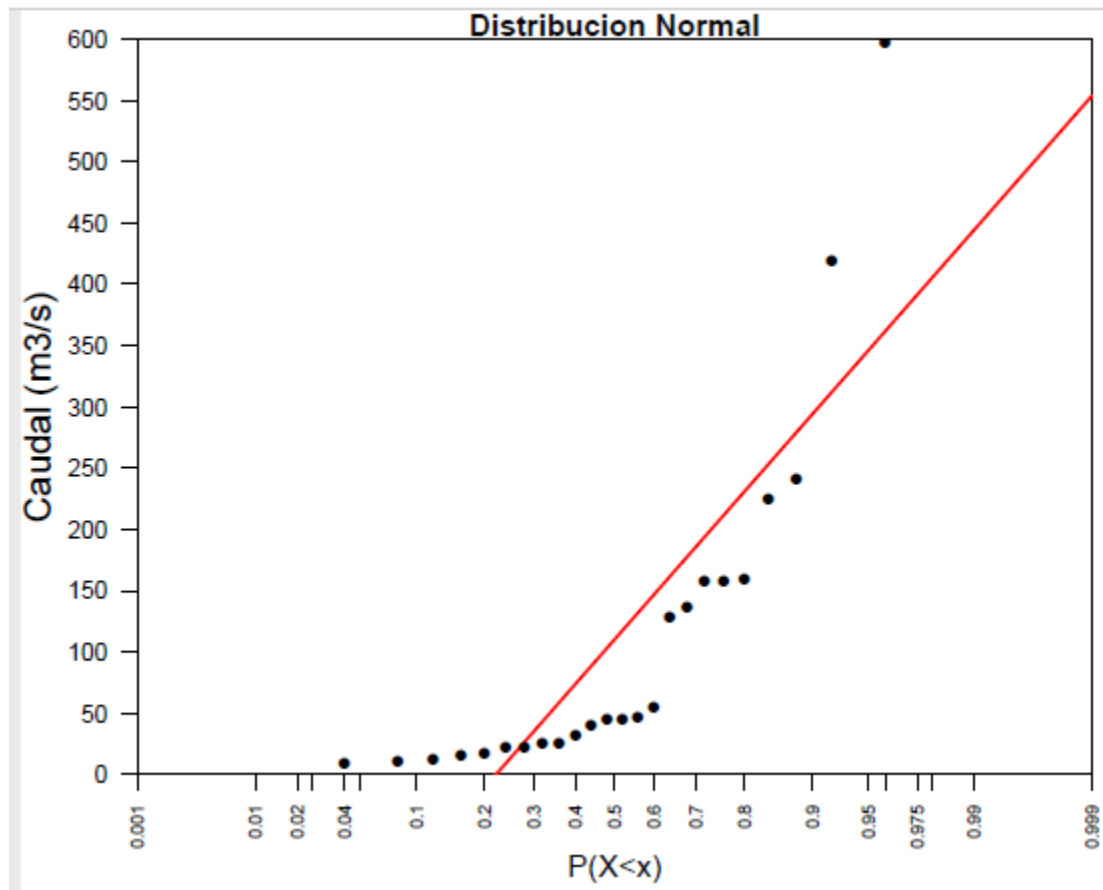
Resumen de las distribuciones

	p_value_chi	RFSE	p_value_kol	RMSE
<i>Normal</i>	0.9984	0.16	0.9186	79.7218
<i>LogNormal</i>	0.8562	0.0787	0.452	43.7536
<i>Gumbel</i>	0.9813	0.1399	0.813	59.2525
<i>LogGumbel</i>	0.8377	0.0718	0.7208	34.6647
<i>Pearson3</i>	0.9875	0.1198	0.7987	42.6676
<i>LogPearson3</i>	0.9195	0.0704	0.5356	33.9061

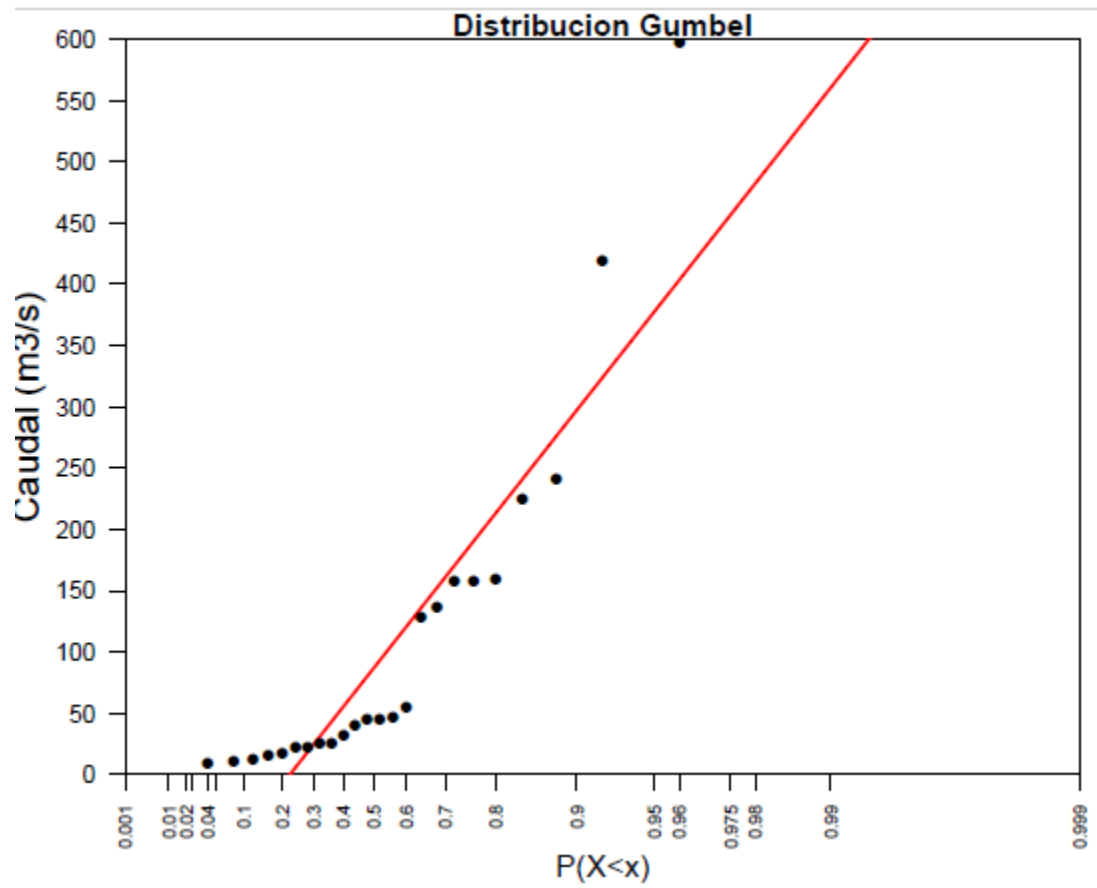
Caudal Máximo para un tiempo de retorno de 30 años

Distribucion	Caudal
Normal	373.4480
LogNormal	497.6200
Gumbel	424.3581
LogGumbel	760.6236
Pearson3	459.9641
LogPearson3	1023.4048

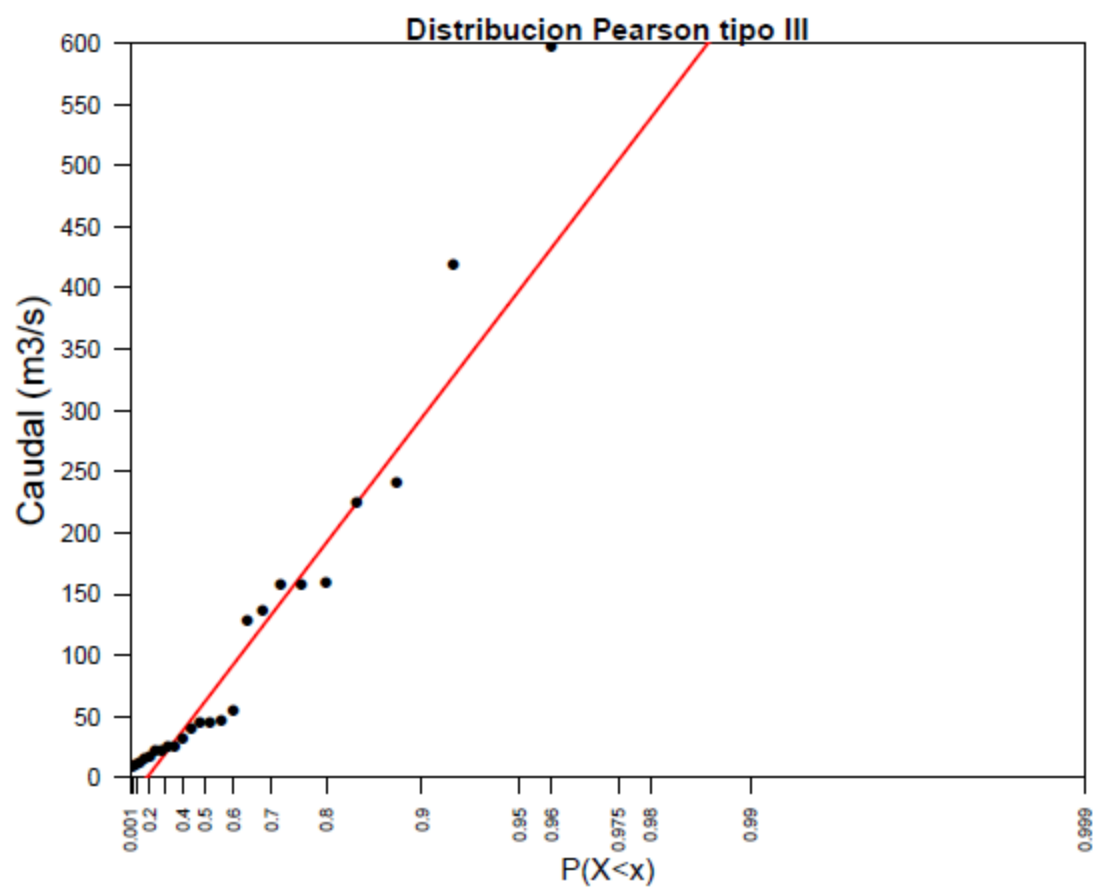
Distribucion normal



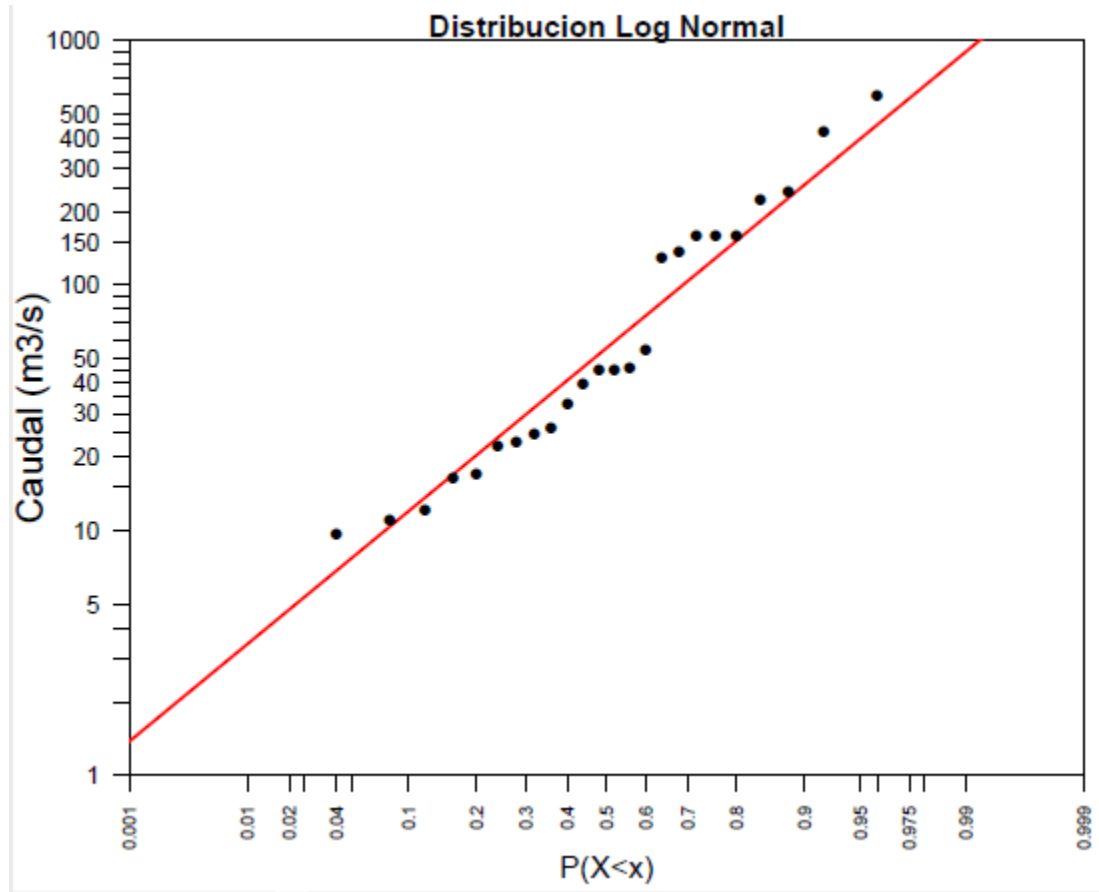
Distribucion Gumbel



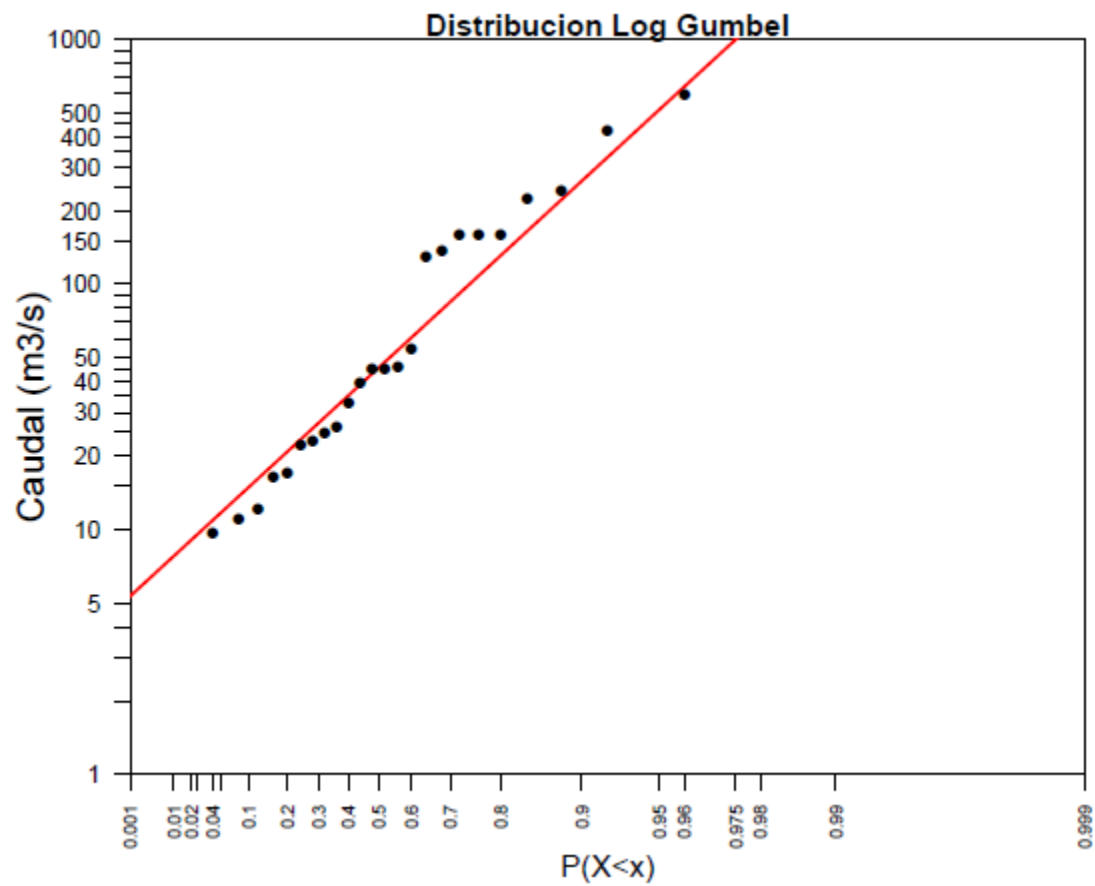
Distribucion pearson tipo 3



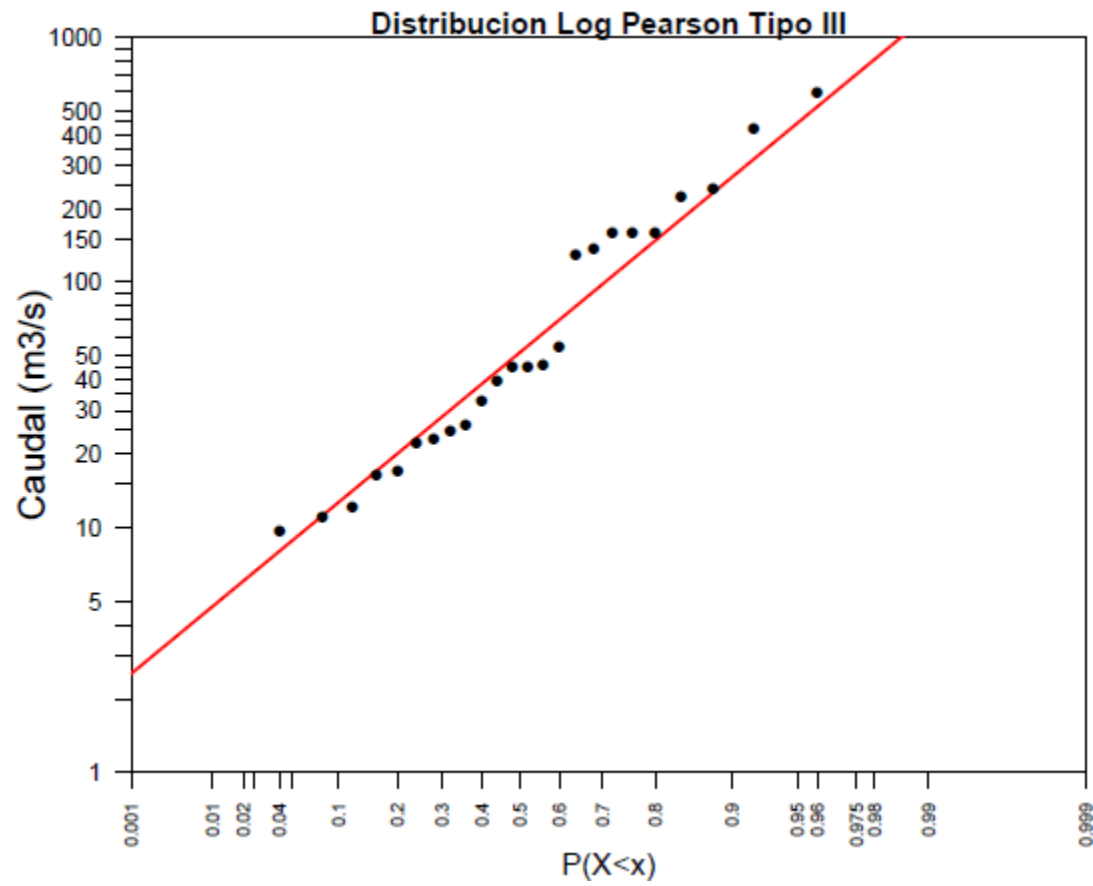
Distribucion log normal

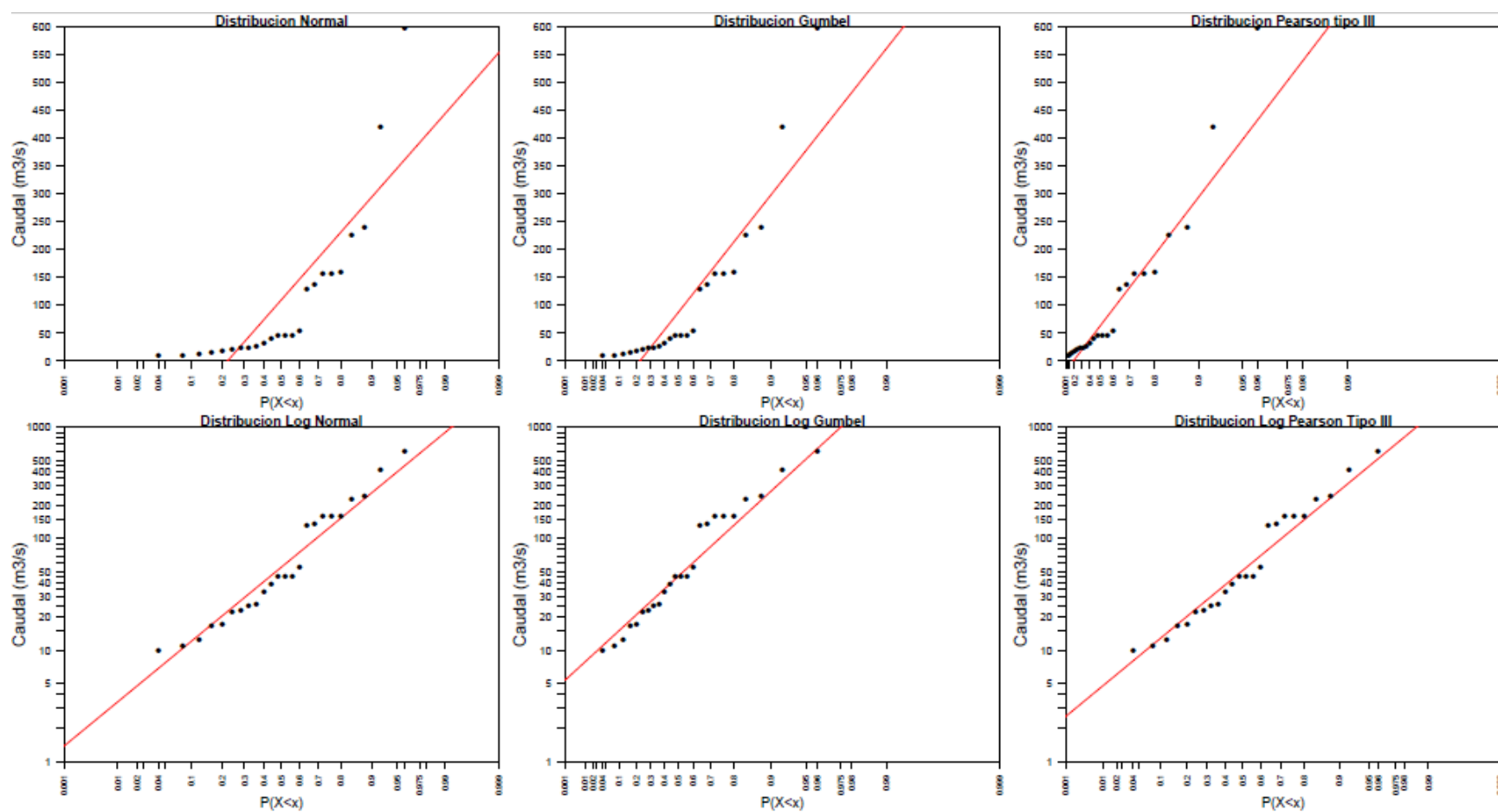


Distribucion log Gumbel



Distribucion log pearson tipo 3





Análisis del estudio de suelos

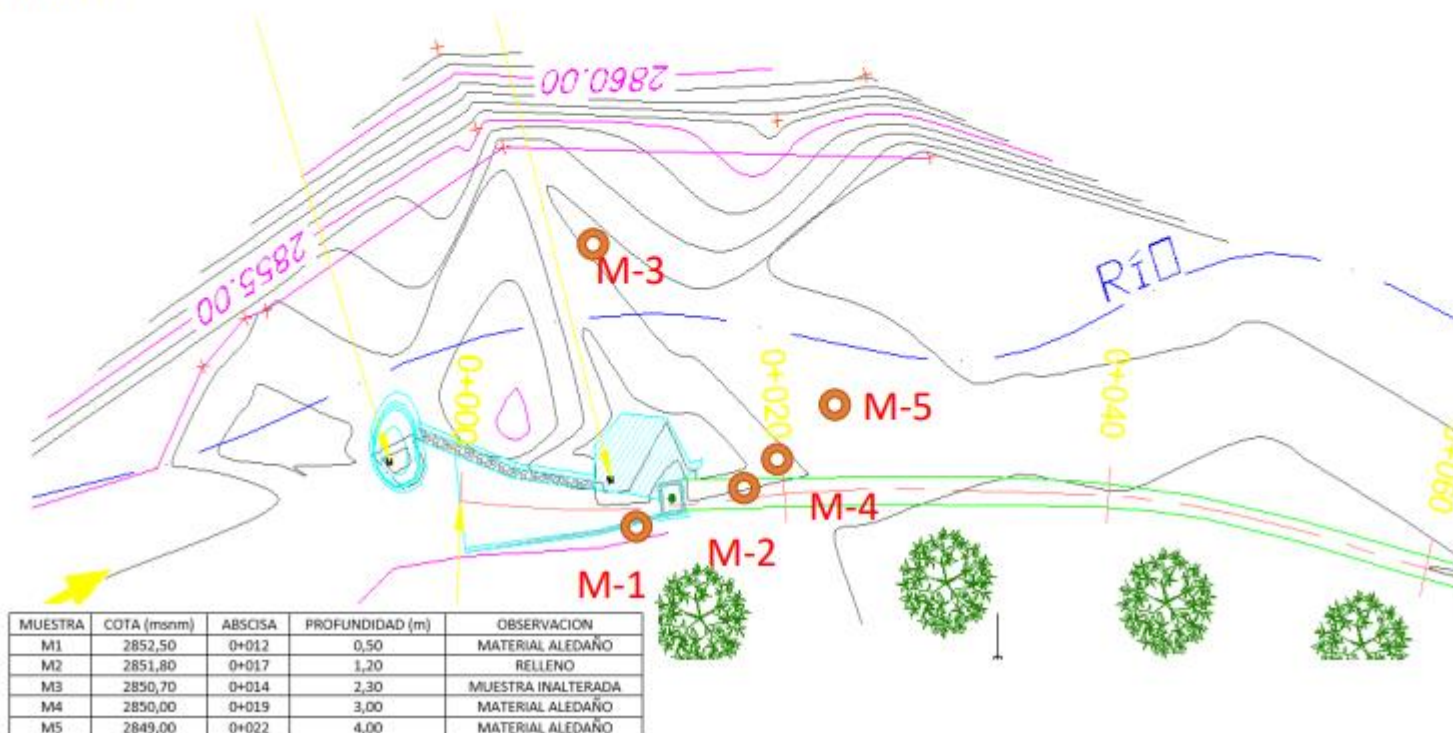
PROYECTO DISEÑO HIDRÁULICO DE FACTIBILIDAD DE LA MINI CENTRAL HIDROELÉCTRICA DE LA PARROQUIA SAN JOSÉ DE AYORA - CANTÓN “CAYAMBE” IMPLANTACION GENERAL

ANEXO 1



**PROYECTO DISEÑO HIDRÁULICO DE FACTIBILIDAD DE LA MINI CENTRAL
HIDROELÉCTRICA DE LA PARROQUIA SAN JOSÉ DE AYORA - CANTÓN "CAYAMBE"
IMPLANTACION DE MUESTRAS DEL PUNTO DE ESTUDIO 1**

ANEXO 2



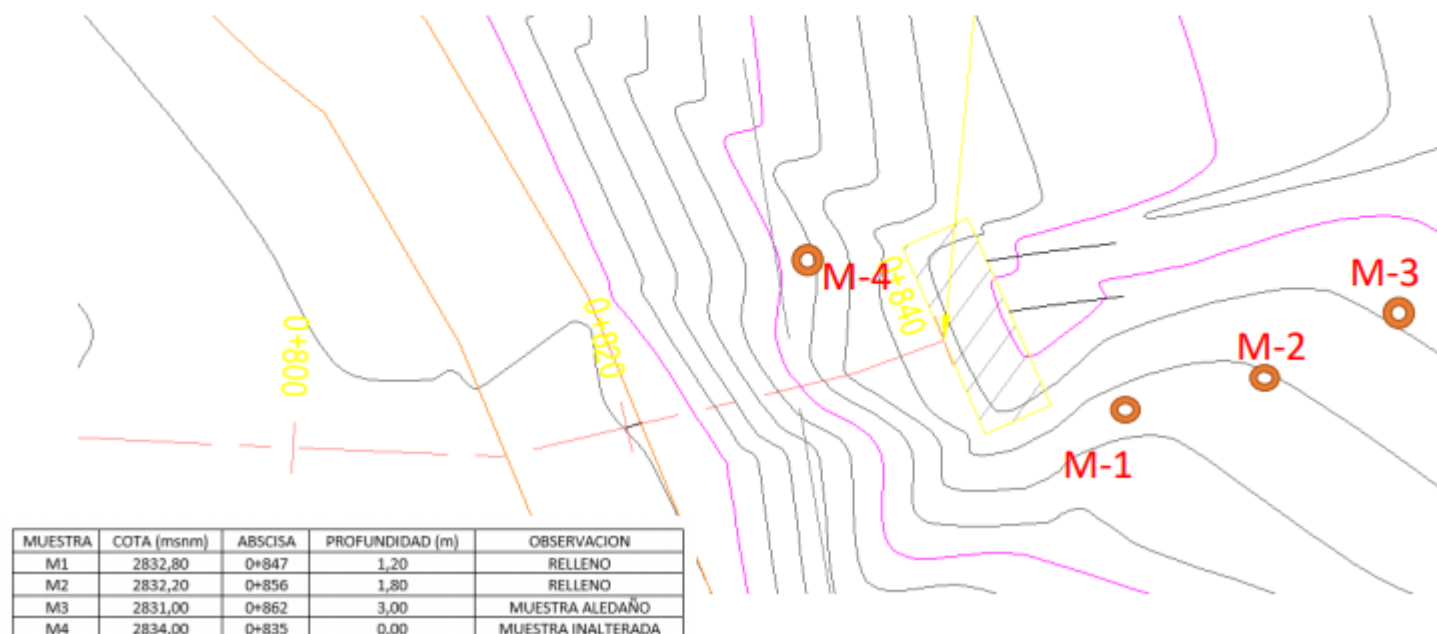


ARQUITECTURA E INGENIERÍA CIVIL
CONSULTORÍA Y CONSTRUCCIÓN
TOPOGRAFÍA Y ESTUDIO DE SUELOS

Dirección: Av. De La Prensa N49-88 Y Río Curaray
Email: amenaringenieria@gmail.com Telf.: (02) 224-0260 / 09 83507660 (M)

PROYECTO DISEÑO HIDRÁULICO DE FACTIBILIDAD DE LA MINI CENTRAL HIDROELÉCTRICA DE LA PARROQUIA SAN JOSÉ DE AYORA - CANTÓN “CAYAMBE” IMPLANTACION DE MUESTRAS DEL PUNTO DE ESTUDIO 3

ANEXO 3



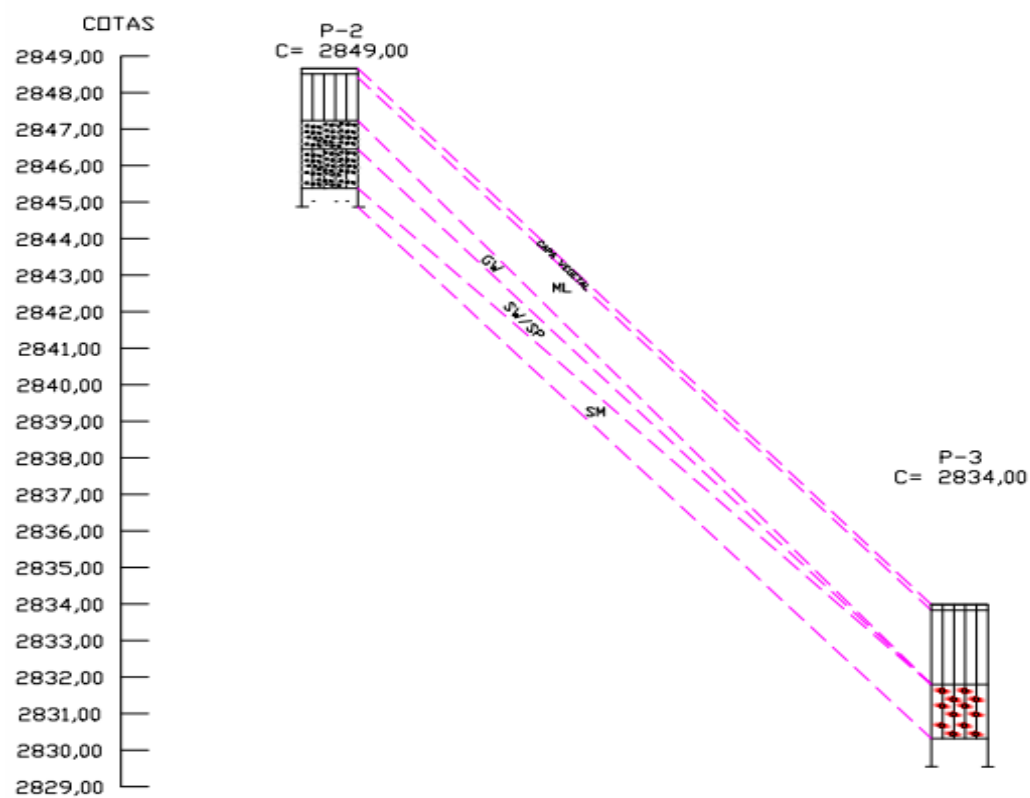
**PROYECTO DISEÑO HIDRÁULICO DE FACTIBILIDAD DE LA MINI
CENTRAL HIDROELÉCTRICA DE LA PARROQUIA SAN JOSÉ DE
AYORA - CANTÓN "CAYAMBE"**

**UBICACIÓN: PARROQUIA SAN JOSÉ DE AYORA - CANTÓN
"CAYAMBE"**

CORTES GEOTECNICOS

ANEXO No. 4

PUNTO DE ESTUDIO P-2, P-3



**PROYECTO DISEÑO HIDRÁULICO DE FACTIBILIDAD DE LA MINI CENTRAL HIDROELÉCTRICA DE LA PARROQUIA
SAN JOSÉ DE AYORA - CANTÓN "CAYAMBE"**

UBICACIÓN: PARROQUIA SAN JOSÉ DE AYORA - CANTÓN "CAYAMBE"

CUADRO DE RESUMEN DE PROPIEDADES MECÁNICAS DEL SUELO

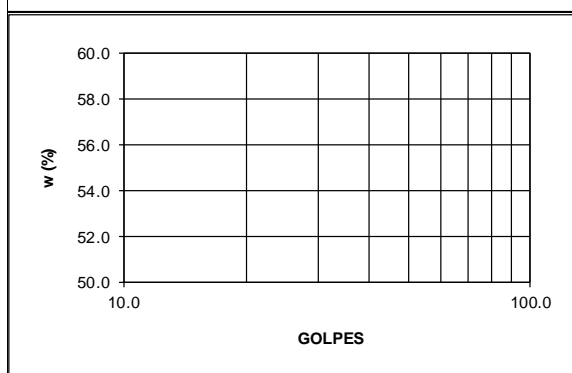
ANEXO No. 5

ESTRATOS	PROPIEDADES	POZO No. 1	POZO No. 2	POZO No. 3
SUPERFICIALES	Profundidad (m)	0,00 - 2,50	0,00 - 1,80	0,00 - 1,00
	Capacidad Portante	Buena a muy buena	Muy Buena	Buena a muy buena
	Resistencia al Corte	Regular	Regular	Media
	Compresibilidad	Buena	Buena	Baja
INTERMEDIOS	Profundidad (m)	2,50 - 3,80	1,80 - 2,70	1,00 - 2,20
	Capacidad Portante	Muy Buena	Muy Buena	Muy Buena
	Resistencia al Corte	Media	Media	Media
	Compresibilidad	Baja	Baja	Baja
PROFUNDOS	Profundidad (m)	3,80 - 4,50	2,70 - 3,60	2,20 - 3,70
	Capacidad Portante	Muy Buena	Muy Buena	Muy Buena
	Resistencia al Corte	Media	Media	Media
	Compresibilidad	Baja	Baja	Baja

CLASIFICACION DE SUELOS

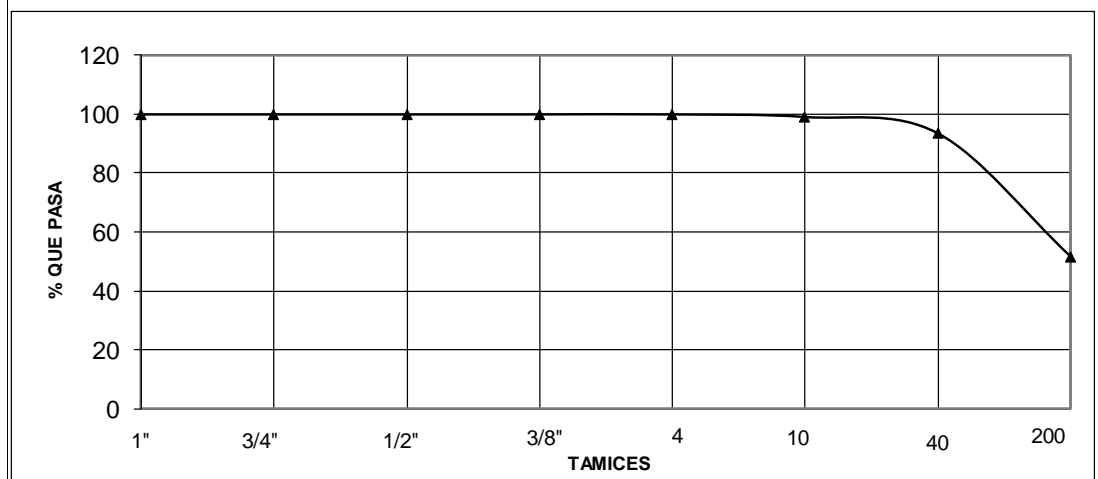
PROYECTO:	DISEÑO HIDRÁULICO DE FACTIBILIDAD DE LA MINI CENTRAL HIDROELÉCTRICA DE LA PARROQUIA SAN JOSÉ DE AYORA - CANTÓN “CAYAMBE”		
UBICACIÓN:	PARROQUIA SAN JOSÉ DE AYORA, CANTÓN CAYAMBE	CALICATA N°:	P-1
PRF.(m):	0,50m	ANEXO:	6
FECHA :	mar-2020	(Material Aledaño)	

	No. DE GOLPES	PESO HUMEDO	PESO SECO	PESO DE CAPS	w %	MEDIA O VALOR
1.- CONT. DE AGUA		146.61 136.74	137.96 129.20	59.60 61.41	11.04 11.12	11.08
2.- LIMITE LIQUIDO						NP
3.- LIMITE PLASTICO						NP



4.- GRANULOMETRIA

PESO INIC.	90.5		
PESO INICIAL DE CALCULO:	81.44		
TAMIZ	PESO RET.	% RET	% PASA
1"	0.00	0	100
3/4"	0.00	0	100
1/2"	0.00	0	100
3/8"	0.00	0	100
No. 4	0.00	0	100
No. 10	0.71	1	99
No. 40	5.18	6	94
No.200	39.25	48	52



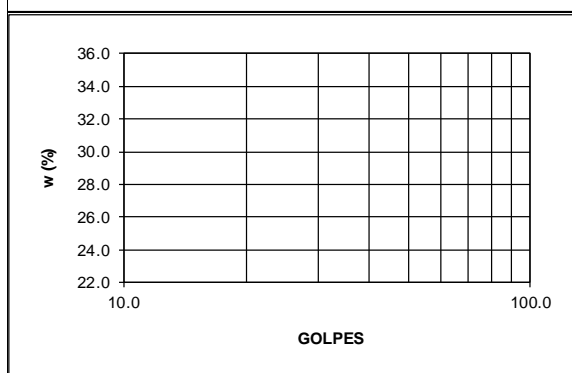
5.- CLASIFICACION.-		LL =	0.0	SUCS :	ML
GRAVA	0	LP =	0.0	AASHTO:	A-4
ARENA	48	IP =	0.0	IG	0
FINOS	52	w% =	11	AASHTO:	A - 4(0)

DESCRIPCION SUCS: LIMO MUY ARENOSO, NO PLASTICO, LIGERAMENTE SECO, COLOR CAFÉ CLARO.

CLASIFICACION DE SUELOS

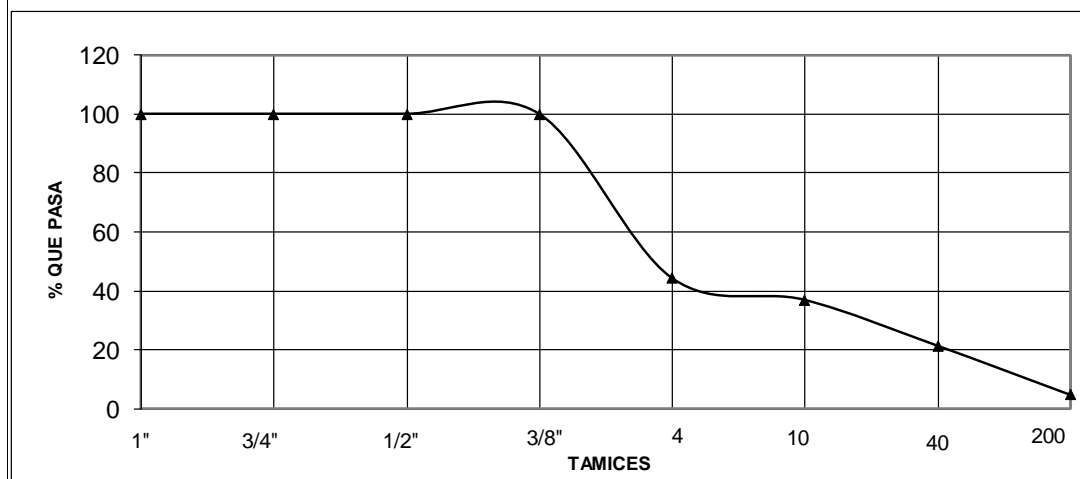
PROYECTO:	DISEÑO HIDRÁULICO DE FACTIBILIDAD DE LA MINI CENTRAL HIDROELÉCTRICA DE LA PARROQUIA SAN JOSÉ DE AYORA - CANTÓN "CAYAMBE"				
UBICACIÓN:	PARROQUIA SAN JOSÉ DE AYORA, CANTÓN CAYAMBE		CALICATA N°:	P-1	
PRF.(m):	1,20m		ANEXO:	7	
FECHA :	mar-2020			Relleno	

	No. DE GOLPES	PESO HUMEDO	PESO SECO	PESO DE CAPS	w %	MEDIA O VALOR
1.- CONT. DE AGUA		322.46 300.07	301.13 280.28	66.58 68.38	9.09 9.34	9.22
2.- LIMITE LIQUIDO						NP
3.- LIMITE PLASTICO						NP



4.- GRANULOMETRIA

PESO INIC.	301.54		
PESO INICIAL DE CALCULO:	276.09		
TAMIZ	PESO RET.	% RET	% PASA
1"	0.00	0	100
3/4"	0.00	0	100
1/2"	0.00	0	100
3/8"	0.00	0	100
No. 4	153.51	56	44
No. 10	173.98	63	37
No. 40	216.85	79	21
No.200	262.76	95	5



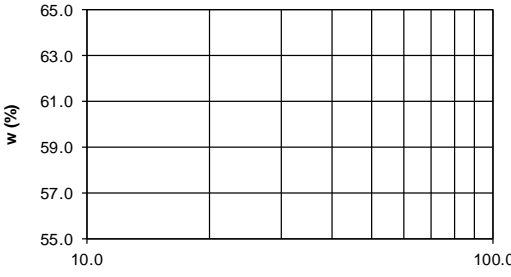
5.- CLASIFICACION.-		LL =	0.0	SUCS :	GW
GRAVA	56	LP =	0.0	AASHTO:	A-1-a
ARENA	39	IP =	0.0	IG	1
FINOS	5	w% =	9	AASHTO:	A - 1-a(1)

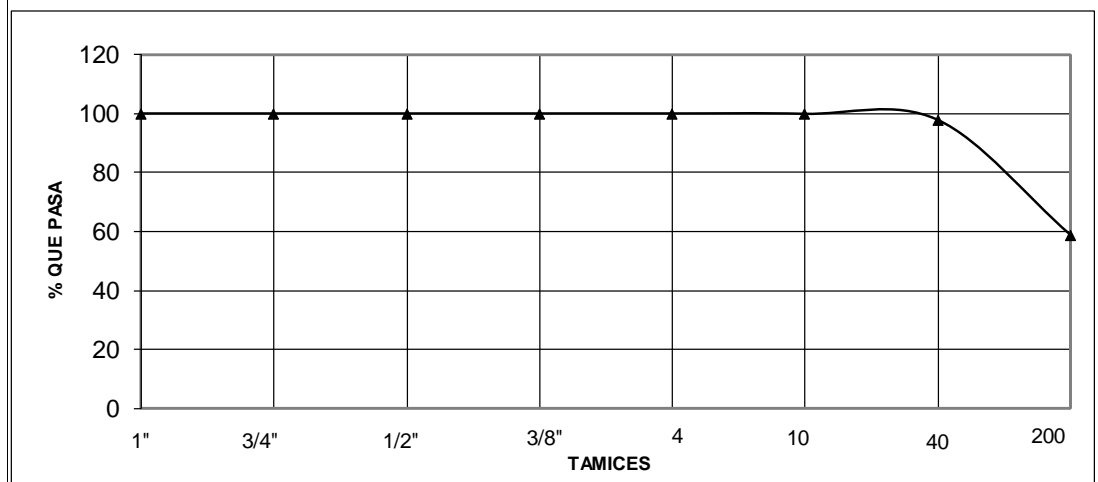
DESCRIPCION SUCS: GRAVA ARENOSA POBREMENTE GRADUADA, NO PLASTICA, LIGERAMENTE SECA, COLOR CAFE OSCURO.

CLASIFICACION DE SUELOS

PROYECTO:	DISEÑO HIDRÁULICO DE FACTIBILIDAD DE LA MINI CENTRAL HIDROELÉCTRICA DE LA PARROQUIA SAN JOSÉ DE AYORA - CANTÓN “CAYAMBE”		
UBICACIÓN:	PARROQUIA SAN JOSÉ DE AYORA, CANTÓN CAYAMBE	CALICATA N°:	P-1
PRF.(m):	2,30 m (MUESTRA INALTERADA)	ANEXO:	8
FECHA :	mar-2020 (Material Aledaño)		

	No. DE GOLFES	PESO HUMEDO	PESO SECO	PESO DE CAPS	w %	MEDIA O VALOR
1.- CONT. DE AGUA		247.64 207.21	201.32 170.20	65.93 61.69	34.21 34.11	34.16
2.- LIMITE LIQUIDO						NP
3.- LIMITE PLASTICO						NP

 <p>GOLPES</p>		4.- GRANULOMETRIA			
		PESO INIC.		149.82	
		PESO INICIAL DE CALCULO:		111.67	
		TAMIZ	PESO RET.	% RET	% PASA
		1"	0.00	0	100
		3/4"	0.00	0	100
		1/2"	0.00	0	100
		3/8"	0.00	0	100
		No. 4	0.00	0	100
		No. 10	0.13	0	100
		No. 40	2.38	2	98
		No.200	46.01	41	59



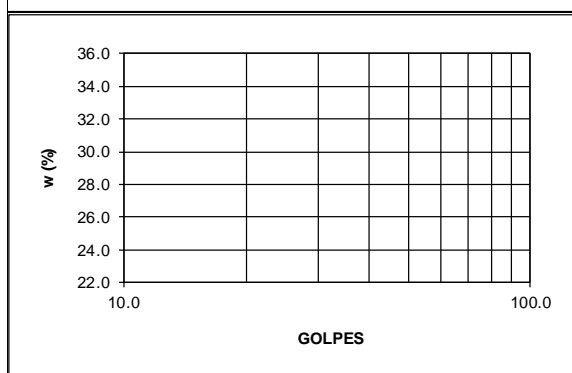
5.- CLASIFICACION.-		LL =	0.0	SUCS :	ML
GRAVA	0	LP =	0.0	AASHTO:	A-4
ARENA	41	IP =	0.0	IG	0
FINOS	59	w% =	34	AASHTO:	A - 4(0)

DESCRIPCION SUCS: LIMO MUJ ARENOSO, NO PLASTICO, LIGERAMENTE HÚMEDO, COLOR CAFÉ CLARO **255**

CLASIFICACION DE SUELOS

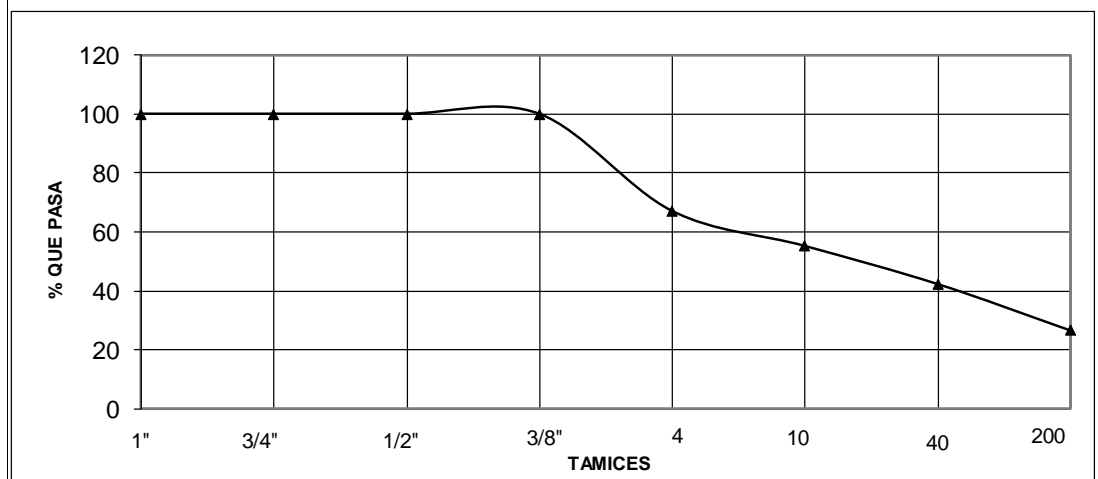
PROYECTO:	DISEÑO HIDRÁULICO DE FACTIBILIDAD DE LA MINI CENTRAL HIDROELÉCTRICA DE LA PARROQUIA SAN JOSÉ DE AYORA - CANTÓN “CAYAMBE”		
UBICACIÓN:	PARROQUIA SAN JOSÉ DE AYORA, CANTÓN CAYAMBE	CALICATA N°:	P-1
PRF.(m):	3.00 m	ANEXO:	9
FECHA :	mar-2020	(Material Aledaño)	

	No. DE GOLPES	PESO HUMEDO	PESO SECO	PESO DE CAPS	w %	MEDIA O VALOR
1.- CONT. DE AGUA		175.49 282.83	156.01 247.92	60.35 73.68	20.36 20.04	20.20
2.- LIMITE LIQUIDO						NP
3.- LIMITE PLASTICO						NP



4.- GRANULOMETRIA

PESO INIC.	198.65		
PESO INICIAL DE CALCULO:	165.27		
TAMIZ	PESO RET.	% RET	% PASA
1"	0.00	0	100
3/4"	0.00	0	100
1/2"	0.00	0	100
3/8"	0.00	0	100
No. 4	54.29	33	67
No. 10	73.91	45	55
No. 40	95.23	58	42
No.200	121.19	73	27



5.- CLASIFICACION.-		LL =	0.0	SUCS :	SM
GRAVA	33	LP =	0.0	AASHTO:	A-2-4
ARENA	40	IP =	0.0	IG	0
FINOS	27	w% =	20	AASHTO:	A - 2-4(0)

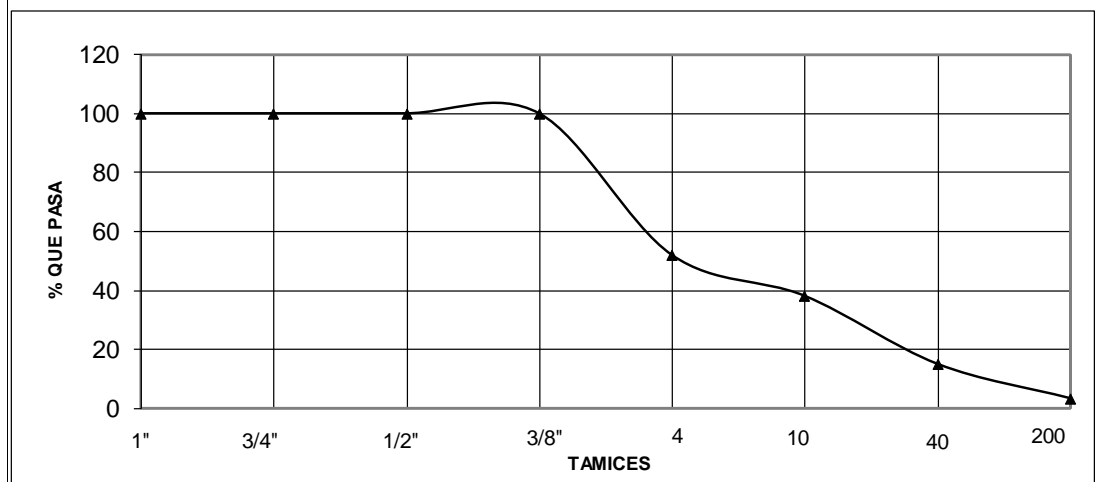
DESCRIPCION SUCS: ARENA GRAVOSA CON LIMO, NO PLASTICA, LIGERAMENTE HUMEDA, COLOR CAFÉ CLARO.

CLASIFICACION DE SUELOS

PROYECTO:	DISEÑO HIDRÁULICO DE FACTIBILIDAD DE LA MINI CENTRAL HIDROELÉCTRICA DE LA PARROQUIA SAN JOSÉ DE AYORA - CANTÓN “CAYAMBE”		
UBICACIÓN:	PARROQUIA SAN JOSÉ DE AYORA, CANTÓN CAYAMBE	CALICATA N°:	P-1
PRF.(m):	4.00 m	ANEXO:	10
FECHA :	mar-2020	(Material Aledaño)	

	No. DE GOLFES	PESO HUMEDO	PESO SECO	PESO DE CAPS	w %	MEDIA O VALOR
1.- CONT. DE AGUA		288.93 315.24	260.95 283.64	61.11 71.16	14.00 14.87	14.44
2.- LIMITE LIQUIDO						NP
3.- LIMITE PLASTICO						NP

<p>GOLPES</p>		4.- GRANULOMETRIA			
		PESO INIC. 276.97			
		PESO INICIAL DE CALCULO: 242.03			
		TAMIZ	PESO RET.	% RET	% PASA
		1"	0.00	0	100
		3/4"	0.00	0	100
		1/2"	0.00	0	100
		3/8"	0.00	0	100
		No. 4	116.03	48	52
		No. 10	149.56	62	38
		No. 40	205.27	85	15
		No.200	233.45	96	4



5.- CLASIFICACION.-		LL =	0.0	SUCS :	SW/SP
GRAVA	48	LP =	0.0	AASHTO:	A-1-a
ARENA	48	IP =	0.0	IG	1
FINOS	4	w% =	14	AASHTO:	A - 1-a(1)

DESCRIPCION SUCS: ARENA GRAVOSA COM LIMO, NO PLASTICO, LIGERAMENTE HÚMEDO, COLOR GRIS OSCURO.

CLASIFICACION DE SUELOS

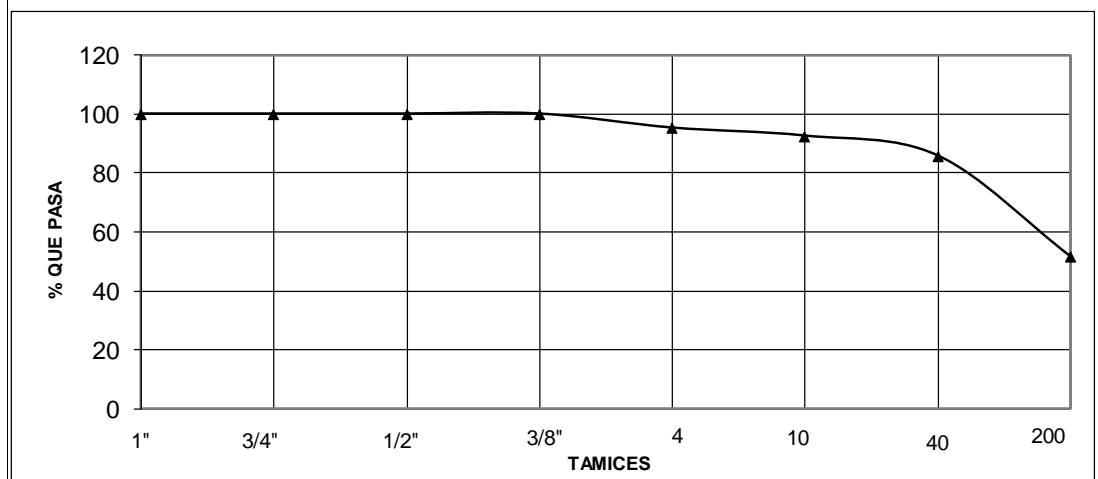
PROYECTO:	DISEÑO HIDRÁULICO DE FACTIBILIDAD DE LA MINI CENTRAL HIDROELÉCTRICA DE LA PARROQUIA SAN JOSÉ DE AYORA - CANTÓN “CAYAMBE”		
UBICACIÓN:	PARROQUIA SAN JOSÉ DE AYORA, CANTÓN CAYAMBE	CALICATA N°:	P-2
PRF.(m):	1.00 -1.50	ANEXO:	11
FECHA :	mar-2020		

	No. DE GOLPES	PESO HUMEDO	PESO SECO	PESO DE CAPS	w %	MEDIA O VALOR
1.- CONT. DE AGUA		136.34	123.41	60.02	20.40	
		129.65	118.35	60.97	19.69	20.05
2.- LIMITE LIQUIDO	13	46.07	42.43	29.48	28.11	
	23	38.90	36.28	26.39	26.49	
	39	41.53	38.53	26.52	24.98	26.25
3.- LIMITE PLASTICO		28.66	28.29	26.62	22.16	
		30.97	30.52	28.55	22.84	22.50



4.- GRANULOMETRIA

PESO INIC.		81.0	
PESO INICIAL DE CALCULO:		67.43	
TAMIZ	PESO RET.	% RET	% PASA
1"	0.00	0	100
3/4"	0.00	0	100
1/2"	0.00	0	100
3/8"	0.00	0	100
No. 4	3.20	5	95
No. 10	5.03	7	93
No. 40	9.55	14	86
No.200	32.60	48	52



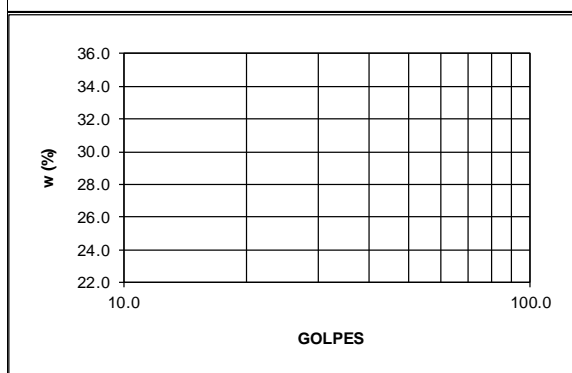
5.- CLASIFICACION.-		LL =	26.0	SUCS :	ML
GRAVA	5	LP =	22.0	AASHTO:	A-4
ARENA	43	IP =	4.0	IG	0
FINOS	52	w% =	20	AASHTO:	A - 4(0)

DESCRIPCION SUCS: LIMO MUY ARENOSO CON GRAVA, PLASTICO, LIGERAMENTE HÚMEDO, COLOR CAFÉ OSCURO (MATERIAL DE RELLENO CON PARTICULAS ENTRE 1 A 3" DE DIAMETRO).

CLASIFICACION DE SUELOS

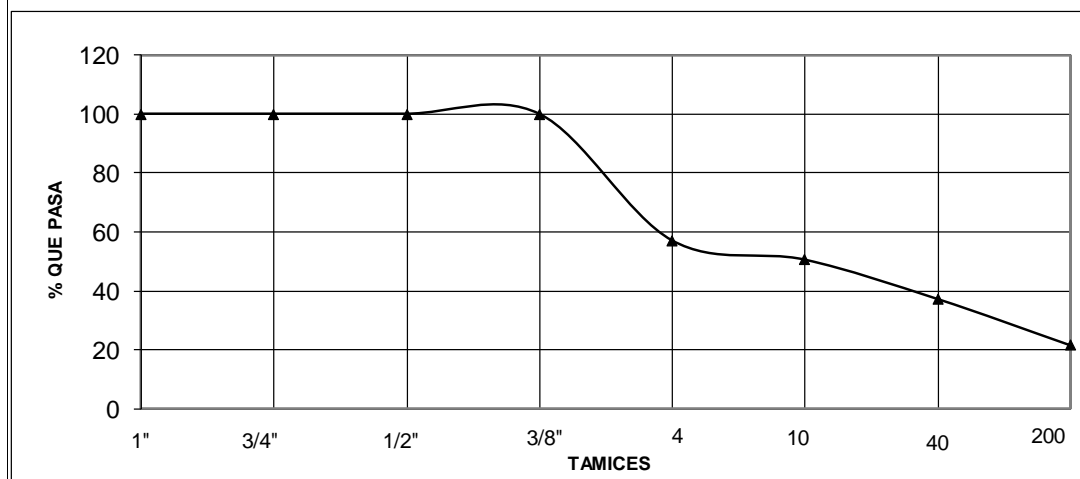
PROYECTO:	DISEÑO HIDRÁULICO DE FACTIBILIDAD DE LA MINI CENTRAL HIDROELÉCTRICA DE LA PARROQUIA SAN JOSÉ DE AYORA - CANTÓN “CAYAMBE”		
UBICACIÓN:	PARROQUIA SAN JOSÉ DE AYORA, CANTÓN CAYAMBE	CALICATA N°:	P-2
PRF.(m):	2.00 -2.50	ANEXO:	12
FECHA :	mar-2020		

	No. DE GOLPES	PESO HUMEDO	PESO SECO	PESO DE CAPS	w %	MEDIA O VALOR
1.- CONT. DE AGUA		160.76 175.05	145.89 156.27	65.78 65.80	18.56 20.76	19.66
2.- LIMITE LIQUIDO						NP
3.- LIMITE PLASTICO						NP



4.- GRANULOMETRIA

PESO INIC. 169.43			
PESO INICIAL DE CALCULO: 141.59			
TAMIZ	PESO RET.	% RET	% PASA
1"	0.00	0	100
3/4"	0.00	0	100
1/2"	0.00	0	100
3/8"	0.00	0	100
No. 4	60.64	43	57
No. 10	69.90	49	51
No. 40	88.75	63	37
No.200	110.93	78	22



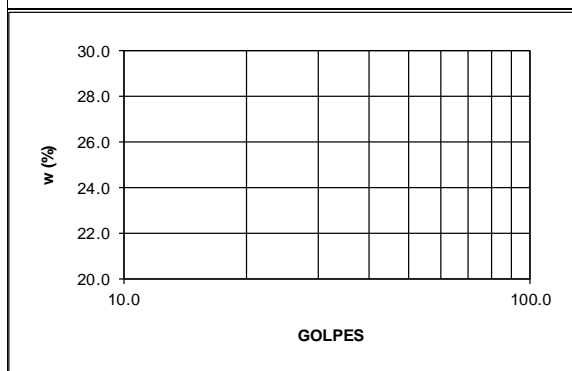
5.- CLASIFICACION.-		LL =	0.0	SUCS :	GW
GRAVA	43	LP =	0.0	AASHTO:	A-1-b
ARENA	35	IP =	0.0	IG	0
FINOS	22	w% =	20	AASHTO:	A - 1-b(0)

DESCRIPCION SUCS: GRAVA ARENOSA CON LIMO, NO PLASTICO, LIGERAMENTE HÚMEDO, COLOR CAFÉ OSCURO (MATERIAL DE RELLENO CON PARTICULAS ENTRE 1 A 3" DE DIAMETRO).

CLASIFICACION DE SUELOS

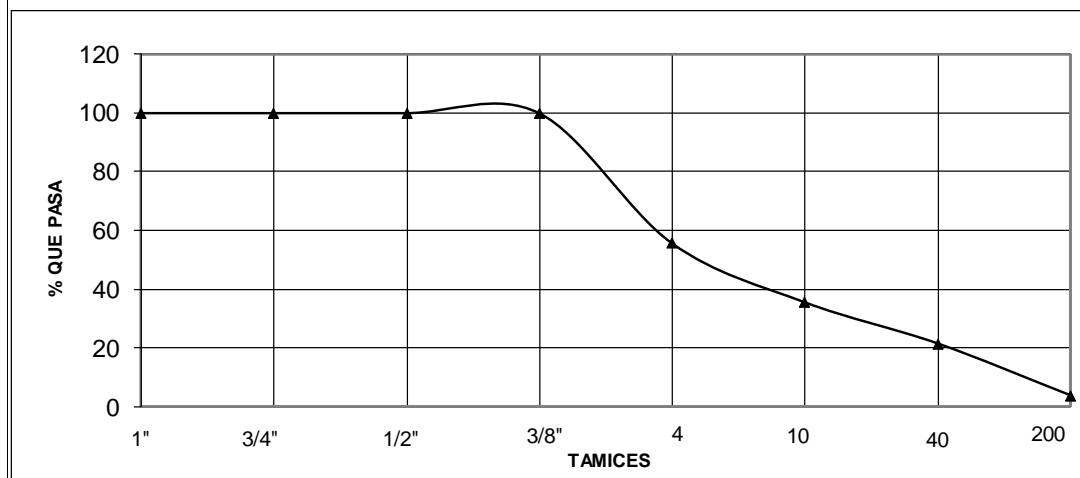
PROYECTO:	DISEÑO HIDRÁULICO DE FACTIBILIDAD DE LA MINI CENTRAL HIDROELÉCTRICA DE LA PARROQUIA SAN JOSÉ DE AYORA - CANTÓN “CAYAMBE”		
UBICACIÓN:	PARROQUIA SAN JOSÉ DE AYORA, CANTÓN CAYAMBE	CALICATA N°:	P-2
PRF.(m):	3.00 -3.50	ANEXO:	13
FECHA :	mar-2020		

	No. DE GOLPES	PESO HUMEDO	PESO SECO	PESO DE CAPS	w %	MEDIA O VALOR
1.- CONT. DE AGUA		169.78 146.58	156.14 135.71	71.98 69.14	16.21 16.33	16.27
2.- LIMITE LIQUIDO						
3.- LIMITE PLASTICO						



4.- GRANULOMETRIA

PESO INIC.	105.29		
PESO INICIAL DE CALCULO:	90.56		
TAMIZ	PESO RET.	% RET	% PASA
1"	0.00	0	100
3/4"	0.00	0	100
1/2"	0.00	0	100
3/8"	0.00	0	100
No. 4	40.12	44	56
No. 10	58.32	64	36
No. 40	71.00	78	22
No.200	86.98	96	4



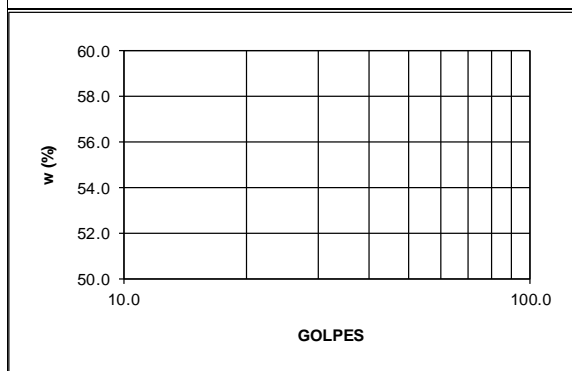
5.- CLASIFICACION.-		LL =	0.0	SUCS :	SW/SP
GRAVA	44	LP =	0.0	AASHTO:	A-1-a
ARENA	52	IP =	0.0	IG	1
FINOS	4	w% =	16	AASHTO:	A - 1-a(1)

DESCRIPCION SUCS: ARENA GRAVOSA CON LIMO, NO PLASTICO, LIGERAMENTE HÚMEDO, COLOR GRIS OSCURO CON PARTICULAS > A 2.60 mm DIAMETRO.

CLASIFICACION DE SUELOS

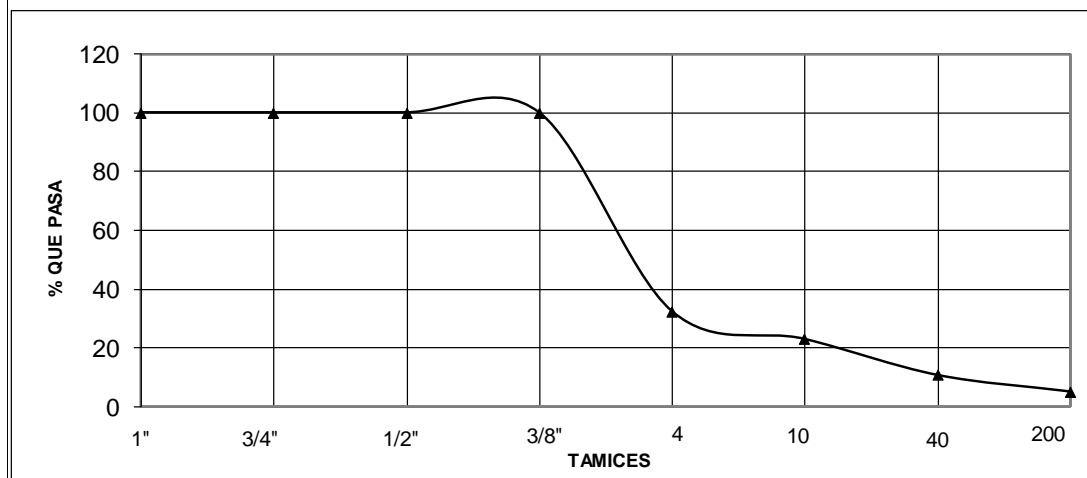
PROYECTO:	DISEÑO HIDRÁULICO DE FACTIBILIDAD DE LA MINI CENTRAL HIDROELÉCTRICA DE LA PARROQUIA AYORA, CANTÓN CAYAMBE		
UBICACIÓN:	PARROQUIA AYORA, CANTÓN CAYAMBE	CALICATA N°:	P-3
PRF.(m):	1.20 m	ANEXO:	14
FECHA :	mar-2020		

	No. DE GOLPES	PESO HUMEDO	PESO SECO	PESO DE CAPS	w %	MEDIA O VALOR
1.- CONT. DE AGUA		310.92 275.36	300.23 266.71	60.20 67.86	4.45 4.35	4.40
2.- LIMITE LIQUIDO						NP
3.- LIMITE PLASTICO						NP



4.- GRANULOMETRIA

PESO INIC.	257.4		
PESO INICIAL DE CALCULO:	246.55		
TAMIZ	PESO RET.	% RET	% PASA
1"	0.00	0	100
3/4"	0.00	0	100
1/2"	0.00	0	100
3/8"	0.00	0	100
No. 4	166.50	68	32
No. 10	189.83	77	23
No. 40	219.99	89	11
No.200	233.86	95	5



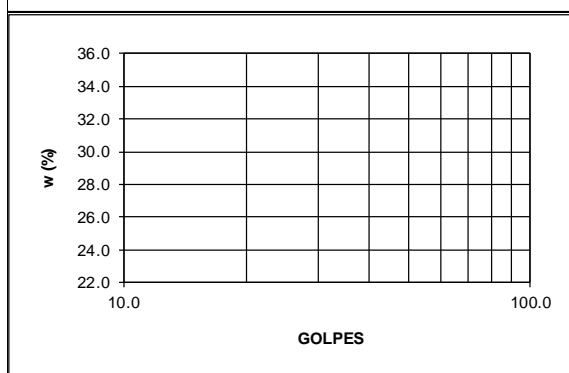
5.- CLASIFICACION.-		LL =	0.0	SUCS :	GW
GRAVA	68	LP =	0.0	AASHTO:	A-1-a
ARENA	27	IP =	0.0	IG	1
FINOS	5	w% =	4	AASHTO:	A - 1-a(1)

DESCRIPCION SUCS: GRAVA ARENOSA POBREMENTE GRADUADA, NO PLASTICA, LIGERAMENTE SECA, COLOR CAFE OSCURO.

CLASIFICACION DE SUELOS

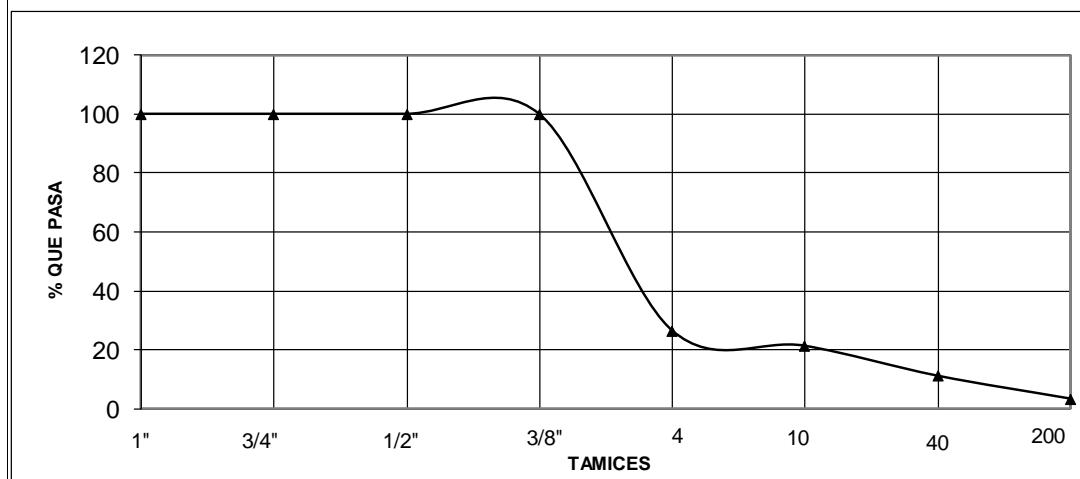
PROYECTO:	DISEÑO HIDRÁULICO DE FACTIBILIDAD DE LA MINI CENTRAL HIDROELÉCTRICA DE LA PARROQUIA AYORA, CANTÓN CAYAMBE		
UBICACIÓN:	PARROQUIA AYORA, CANTÓN CAYAMBE	CALICATA N°:	P-3
PRF.(m):	1.80 m	ANEXO:	15
FECHA :	mar-2020		

	No. DE GOLFES	PESO HUMEDO	PESO SECO	PESO DE CAPS	w %	MEDIA O VALOR
1.- CONT. DE AGUA		309.38 275.74	302.08 269.16	60.77 60.82	3.03 3.16	3.09
2.- LIMITE LIQUIDO						NP
3.- LIMITE PLASTICO						NP



4.- GRANULOMETRIA

PESO INIC. 355.47			
PESO INICIAL DE CALCULO: 344.81			
TAMIZ	PESO RET.	% RET	% PASA
1"	0.00	0	100
3/4"	0.00	0	100
1/2"	0.00	0	100
3/8"	0.00	0	100
No. 4	252.94	73	27
No. 10	271.08	79	21
No. 40	306.06	89	11
No.200	332.84	97	3



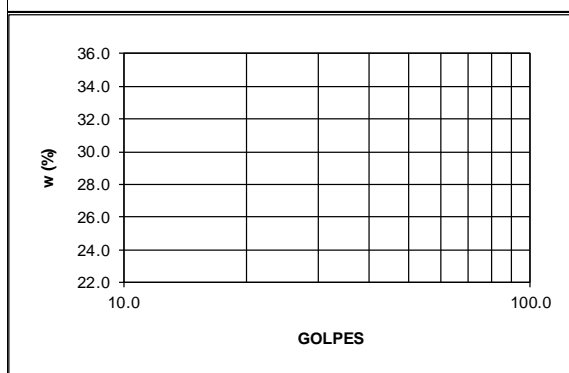
5.- CLASIFICACION.-		LL =	0.0	SUCS :	GW
GRAVA	73	LP =	0.0	AASHTO:	A-1-a
ARENA	24	IP =	0.0	IG	1
FINOS	3	w% =	3	AASHTO:	A - 1-a(1)

DESCRIPCION SUCS: GRAVA ARENOSA POBREMENTE GRADUADA, NO PLASTICA, LIGERAMENTE SECA, COLOR CAFE OSCURO.

CLASIFICACION DE SUELOS

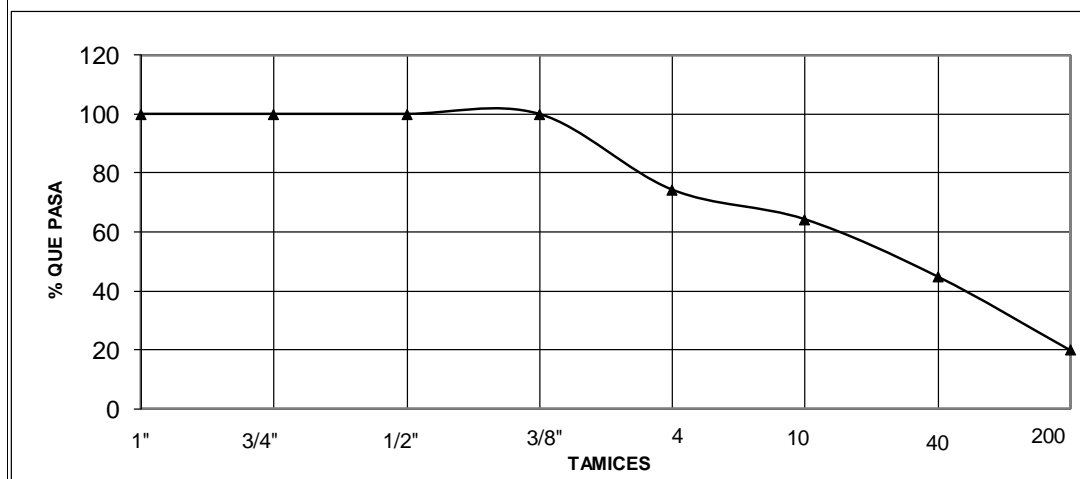
PROYECTO:	DISEÑO HIDRÁULICO DE FACTIBILIDAD DE LA MINI CENTRAL HIDROELÉCTRICA DE LA PARROQUIA AYORA, CANTÓN CAYAMBE		
UBICACIÓN:	PARROQUIA AYORA, CANTÓN CAYAMBE	CALICATA N°:	P-3
PRF.(m):	3.00 m	ANEXO:	16
FECHA :	mar-2020		

	No. DE GOLPES	PESO HUMEDO	PESO SECO	PESO DE CAPS	w %	MEDIA O VALOR
1.- CONT. DE AGUA		246.39 217.46	235.68 208.46	68.69 73.37	6.41 6.66	6.54
2.- LIMITE LIQUIDO						NP
3.- LIMITE PLASTICO						NP



4.- GRANULOMETRIA

PESO INIC. 238.96			
PESO INICIAL DE CALCULO: 224.30			
TAMIZ	PESO RET.	% RET	% PASA
1"	0.00	0	100
3/4"	0.00	0	100
1/2"	0.00	0	100
3/8"	0.00	0	100
No. 4	57.44	26	74
No. 10	79.97	36	64
No. 40	123.48	55	45
No.200	179.51	80	20



5.- CLASIFICACION.-		LL =	0.0	SUCS :	SM
GRAVA	26	LP =	0.0	AASHTO:	A-1-b
ARENA	54	IP =	0.0	IG	0
FINOS	20	w% =	7	AASHTO:	A - 1-b(0)

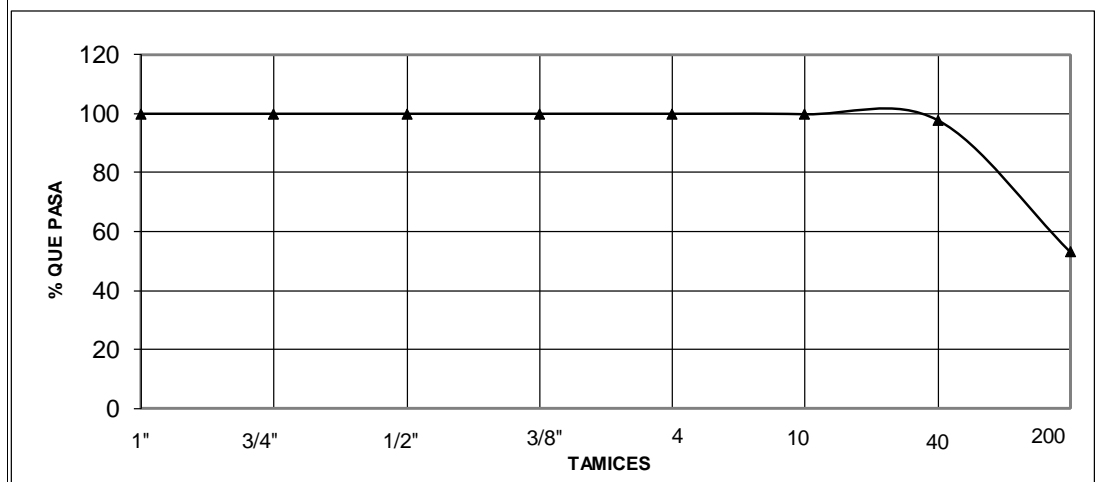
DESCRIPCION SUCS: ARENA GRAVOSA CON LIMO, NO PLASTICA, LIGERAMENTE HUMEDA, COLOR CAFÉ CLARO.

CLASIFICACION DE SUELOS

PROYECTO:	DISEÑO HIDRÁULICO DE FACTIBILIDAD DE LA MINI CENTRAL HIDROELÉCTRICA DE LA PARROQUIA AYORA, CANTÓN CAYAMBE		
UBICACIÓN:	PARROQUIA AYORA, CANTÓN CAYAMBE	CALICATA N°:	P-3
PRF.(m):	0.00 m (MUESTRA INALTERADA)	ANEXO:	17
FECHA :	mar-2020		



	No. DE GOLPES	PESO HUMEDO	PESO SECO	PESO DE CAPS	w %	MEDIA O VALOR
1.- CONT. DE AGUA		179.85 181.30	161.36 162.23	68.38 66.66	19.89 19.95	19.92
2.- LIMITE LIQUIDO						NP
3.- LIMITE PLASTICO						NP

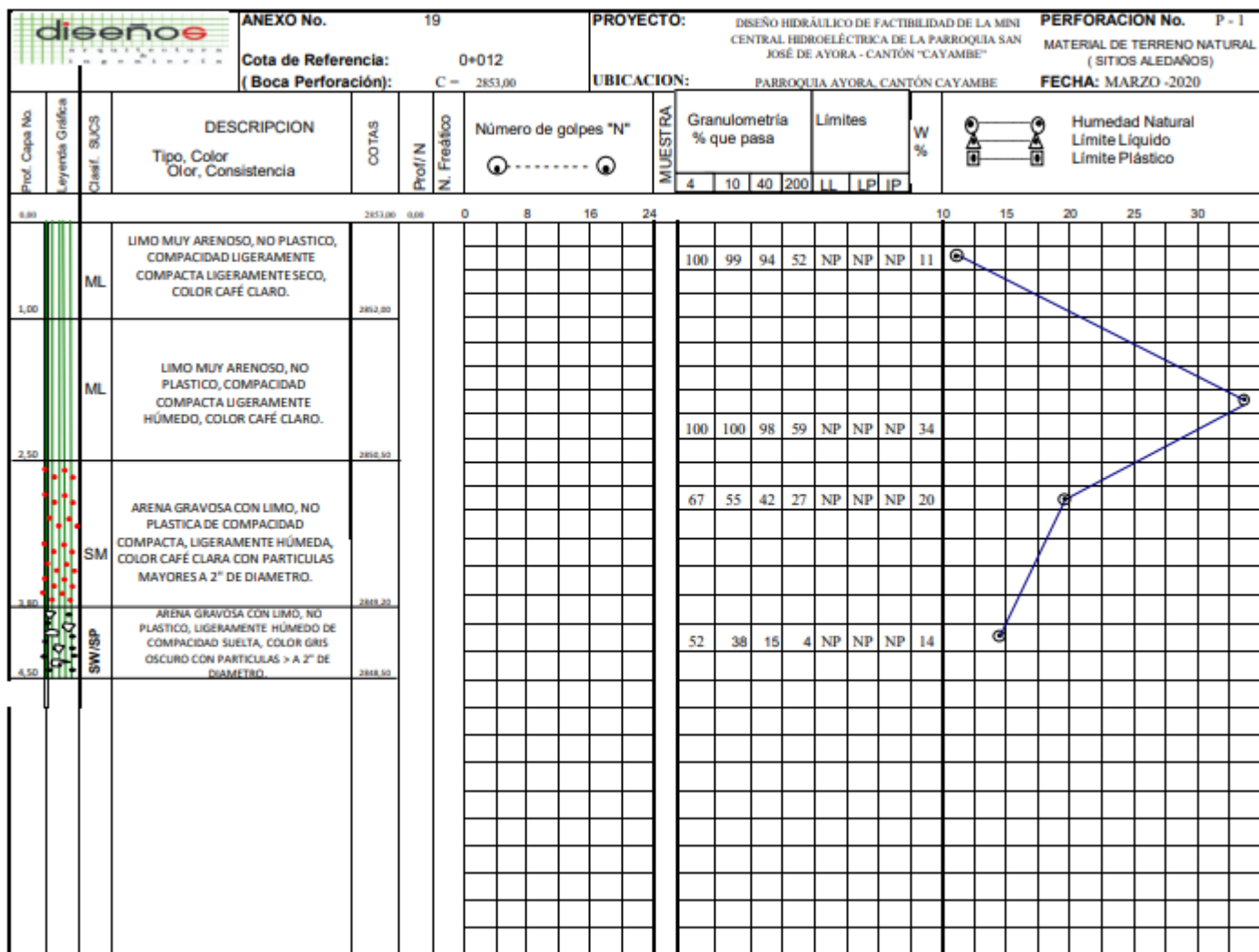
		4.- GRANULOMETRIA PESO INIC. 196.98 PESO INICIAL DE CALCULO: 164.26																																					
		<table> <tr> <th>TAMIZ</th><th>PESO RET.</th><th>% RET</th><th>% PASA</th></tr> <tr><td>1"</td><td>0.00</td><td>0</td><td>100</td></tr> <tr><td>3/4"</td><td>0.00</td><td>0</td><td>100</td></tr> <tr><td>1/2"</td><td>0.00</td><td>0</td><td>100</td></tr> <tr><td>3/8"</td><td>0.00</td><td>0</td><td>100</td></tr> <tr><td>No. 4</td><td>0.00</td><td>0</td><td>100</td></tr> <tr><td>No. 10</td><td>0.26</td><td>0</td><td>100</td></tr> <tr><td>No. 40</td><td>3.51</td><td>2</td><td>98</td></tr> <tr><td>No.200</td><td>77.00</td><td>47</td><td>53</td></tr> </table>	TAMIZ	PESO RET.	% RET	% PASA	1"	0.00	0	100	3/4"	0.00	0	100	1/2"	0.00	0	100	3/8"	0.00	0	100	No. 4	0.00	0	100	No. 10	0.26	0	100	No. 40	3.51	2	98	No.200	77.00	47	53	
TAMIZ	PESO RET.	% RET	% PASA																																				
1"	0.00	0	100																																				
3/4"	0.00	0	100																																				
1/2"	0.00	0	100																																				
3/8"	0.00	0	100																																				
No. 4	0.00	0	100																																				
No. 10	0.26	0	100																																				
No. 40	3.51	2	98																																				
No.200	77.00	47	53																																				

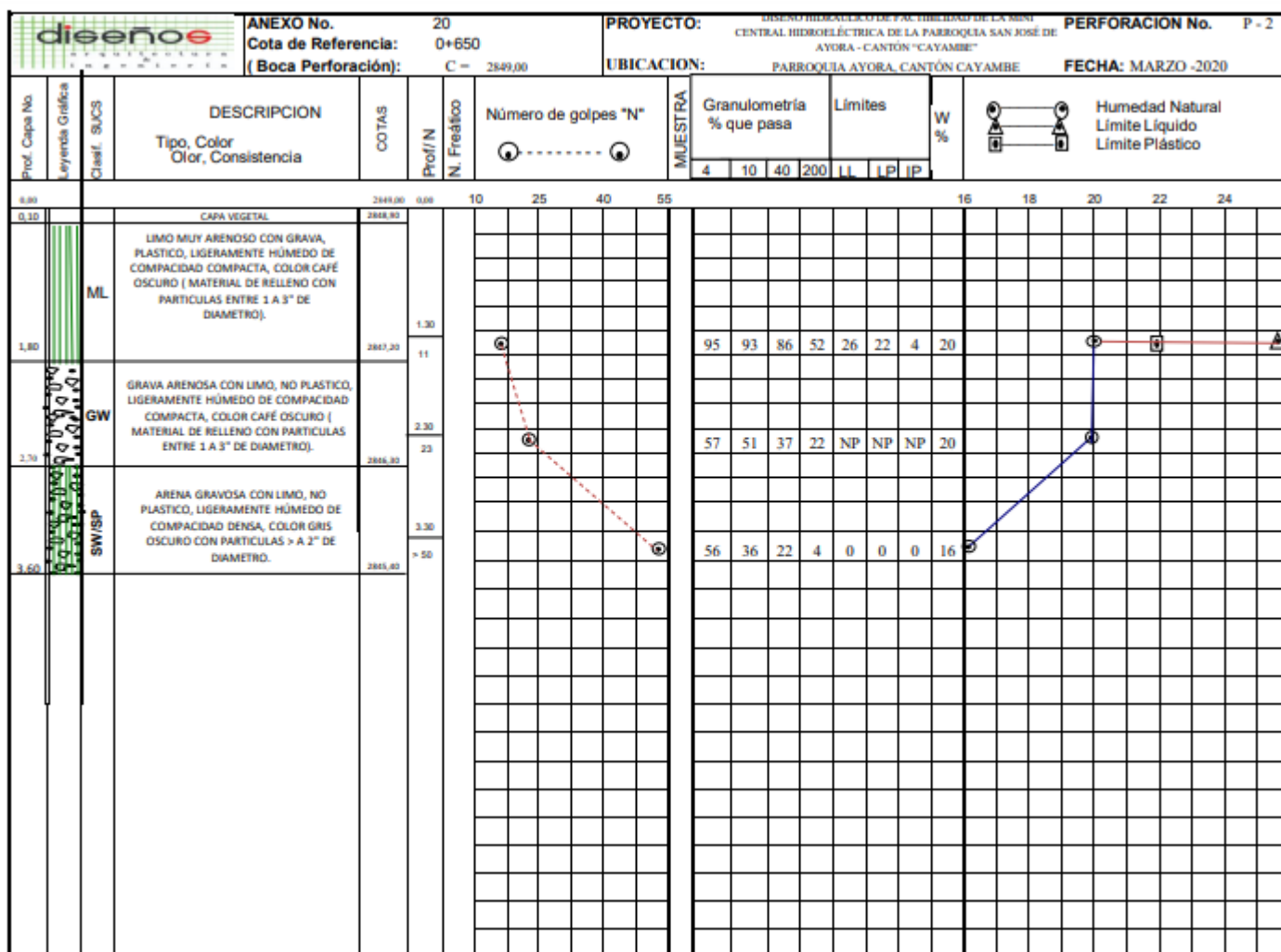



5.- CLASIFICACION.-		LL =	0.0	SUCS :	ML
GRAVA	0	LP =	0.0	AASHTO:	A-4
ARENA	47	IP =	0.0	IG	0
FINOS	53	w% =	20	AASHTO:	A - 4(0)

DESCRIPCION SUCS: LIMO ARENOSO, NO PLASTICO, LIGERAMENTE HÚMEDO, COLOR CAFÉ CLARO. 264


		ANEXO No. 18		PROYECTO: DISEÑO HIDRÁULICO DE FACTIBILIDAD DE LA MINI CENTRAL HIDROELÉCTRICA DE LA PARROQUIA SAN JOSÉ DE AYORA - CANTÓN "CAYAMBE"		PERFORACION No. P - 1										
Cota de Referencia: 0+012 (Boca Perforación): C = 2853,00		UBICACION: PARROQUIA AYORA, CANTÓN CAYAMBE		UBICACION DEL PROYECTO (PRESENCIA DE RELLENO)		FECHA: MARZO -2020										
Prof. Capa No.	Legenda Gráfica	DESCRIPCION Tipo, Color Olor, Consistencia	COTAS	Prof N	N. Freatico	Número de golpes "N"	MUESTRA	Granulometría % que pasa	Limites	W %	 Humedad Natural Límite Líquido Límite Plástico					
								4 10 40 200 LL LP IP								
0,00			2853,00	0,00	0	8	16	24			0	4	8	12	16	
0,10		CAPA VEGETAL	2852,90													
2,50	GW	GRAVA ARENOSA POBREMENTE GRADUADA, NO PLASTICA, COMPACIDAD COMPACTA, LIGERAMENTE SECA, COLOR CAFÉ OSCURO (MATERIAL DE RELLENO CON PARTICULAS ENTRE 1 A 10" DE DIAMETRO APROXIMADAMENTE).	2850,40						44	37	21	5	NP	NP	NP	9
3,80	SM	ARENA GRAVOSA CON LIMO, NO PLASTICA DE COMPACIDAD COMPACTA, LIGERAMENTE HÚMEDA, COLOR CAFÉ CLARA CON PARTICULAS MAYORES A 2" DE DIAMETRO.	2848,20						67	55	42	27	NP	NP	NP	20
4,50	SWSP	ARENA GRAVOSA CON LIMO, NO PLASTICO, LIGERAMENTE HÚMEDO DE COMPACIDAD SUELTA, COLOR GRIS OSCURO CON PARTICULAS > A 2" DE DIAMETRO.	2848,50						52	38	15	4	NP	NP	NP	14





		ANEXO No. 21		PROYECTO: DISEÑO HIDRÁULICO DE FACTIBILIDAD DE LA MINI CENTRAL HIDROELÉCTRICA DE LA PARROQUIA AYORA, CANTÓN CAYAMBE		PERFORACION No. P - 3																
Cota de Referencia: 0+835		C = 2834.00		UBICACION: PARROQUIA AYORA, CANTÓN CAYAMBE		FECHA: MARZO -2020																
Prof. Capa No.	Legenda Gráfica	DESCRIPCION Tipo, Color Olor, Consistencia	COTAS	Prof/ N	N. Freático	Número de golpes "N"	<table border="1"> <tr> <th colspan="4">Granulometría % que pasa</th> <th colspan="3">Límites</th> <th rowspan="2">W %</th> </tr> <tr> <th>4</th> <th>10</th> <th>40</th> <th>200</th> <th>LL</th> <th>LP</th> <th>IP</th> </tr> </table>	Granulometría % que pasa				Límites			W %	4	10	40	200	LL	LP	IP
Granulometría % que pasa				Límites			W %															
4	10	40	200	LL	LP	IP																
0.00			2834.00	0.00	0	8	16	24	0	2	4	6	8									
0.10		CAPA VEGETAL	2833.80																			
2.20	GW	GRAVA ARENOSA POBREMENTE GRADUADA, NO PLÁSTICA, COMPACTAD COMPACTA, LIGERAMENTE SECA, COLOR CAFÉ OSCURO (MATERIAL DE RELLENO CON PARTICULAS ENTRE 1 A 6" DE DIAMETRO APROXIMADAMENTE).	2832.80																			
3.70	SM	ARENA GRAVOSA CON LIMO, NO PLÁSTICA DE COMPACTAD COMPACTA, LIGERAMENTE HÚMEDA, COLOR CAFÉ CLARO CON PARTICULAS MAYORES A 2" DE DIAMETRO.	2830.80																			

32	23	11	5	NP	NP	NP	4	
27	21	11	3	NP	NP	NP	3	
74	64	45	20	NP	NP	NP	7	

		ANEXO No. 22		PROYECTO: DISEÑO HIDRÁULICO DE FACTIBILIDAD DE LA MINI CENTRAL HIDROELÉCTRICA DE LA PARROQUIA AYORA, CANTÓN CAYAMBE		PERFORACION No. P - 3	
Gota de Referencia: 0+535		C = 2834,00		UBICACION: PARROQUIA AYORA, CANTÓN CAYAMBE		UBICACION DEL PROYECTO (CON MUESTRA INALTERADA)	
(Boca Perforación):						FECHA: MARZO -2020	
Prof. Capa No.	Leyenda Gráfica	DESCRIPCION Tipo, Color Olor, Consistencia	COTAS	Prof/ N N. Freático	Número de golpes "N"	MUESTRA Granulometría % que pasa	Límites W %
	Clasif. SUCS					4 10 40 200 LL LP IP	Humedad Natural Límite Líquido Límite Plástico
0,00			2834,00	0,00	0 8 16 24		4 8 12 16 20
0,10		CAPA VEGETAL	2833,90			100 100 98 53 NP NP NP 20	
2,20	SM	LIMO ARENOSO, NO PLASTICO DE COMPACIDAD Densa, LIGERAMENTE HÚMEDO, COLOR CAFÉ CLARO.	2833,80				
3,70	SM	ARENA GRAVOSA CON LIMO, NO PLASTICA DE COMPACIDAD COMPACTA, LIGERAMENTE HÚMEDA, COLOR CAFÉ CLARO CON PARTICULAS MAYORES A 2" DE DIAMETRO.	2833,70			74 64 45 20 NP NP NP 7	

RECUENTO FOTOGRAFICO



VISTA GENERAL DEL PROYECTO P-1



TRABAJO DE PERFORACIÓN EN

EXTRACCIÓN DE MUESTRAS EN P-L.



EXTRACCIÓN DE MUESTRAS EN P-2.



VISTA GENERAL DEL PROYECTO P-3



TRABAJO DE PERFORACIÓN EN P-3.

Análisis Económico

ALTERNATIVA I					
PRESUPUESTO PARA LA MINI CENTRAL HIDRAELECTRICA EN AYORA-CAYAMBE					
RUBRO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO TOTAL
1	OBRAS PRELIMINARES				
1.1	Limpieza y desbroce del terreno	m ²	551,65	1,05	580,10
1.2	Colocación de letrero de inicio de la obra	u	1	250,24	250,24
1.3	Levantamiento de cerramiento provisional (tabla de madera y pingos)	m	141,03	9,92	1398,45
1.4	Construcción de oficina y bodega provisionales	m ²	12	24,18	290,15
2	EXCABACIÓN Y MOVIMIENTOS DE TIERRA				
2.1	Excavación a mano en suelo sin clasificar	m ³	120	14,77	1772,82
2.2	Excavación mecánica a cielo abierto en roca	m ³	79,16	9,84	779,30
2.3	Desalojo de material con volqueta	m ³	199,16	10,64	2118,54
2.4	Replanteo y nivelación con equipo topográfico	m ²	745	3,09	2303,82
3	ESTRUCTURA				
3.1	Sistema de captación				
3.1.1	Hormigón premezclado f'c=360 kg/cm ² (Incluy. Bomba y transporte)	m ³	540	189,51	102333,71
3.1.2	Encofrado y desencofrado metálico para muros dos caras	m ²	72,44	28,03	2030,70
3.1.3	Rejilla de fondo en la captación 5x1 m	m ²	5	100,00	500,00
3.2	Desarenador, desripiador				
3.2.1	Hormigón premezclado f'c=240 kg/cm ² (Incluy. Bomba y transporte)	m ³	32,45	188,26	6108,94
3.2.2	Encofrado y desencofrado metálico para muros dos caras	m ²	83,84	28,03	2350,28
3.2.3	Compuerta metálica (1x1,5m)	u	1	1.425,73	1425,73
3.3	Tanque de carga				
3.3.1	Hormigón premezclado f'c=240 kg/cm ² (Incluy. Bomba y transporte)	m ³	57,78	188,26	10877,48
3.3.2	Encofrado y desencofrado metálico para muros dos caras	m ²	80,5	28,03	2256,65
3.3.3	Rejilla para tanque de carga 3,5x0,75 m	m ²	2,6	100,00	262,50
3.3.4	Compuerta metálica (1x1,5m)	u	1	1.425,73	1425,73
3.4	Canal de conducción				

3.4.1	Hormigón premezclado $f_c=180 \text{ kg/cm}^2$ (Incluy. Bomba y transporte)	m^3	138	181,93	25106,60
3.4.2	Encofrado y desencofrado metálico para muros dos caras	m^2	520	28,03	14577,10
4	OTROS				
4,1	Tubería de acero 500 mm	m	187,4	229,46	43000
4,2	Limpieza final de la obra	m^2	800,16	2,27	1815,81
	SUBTOTAL				223564,65
4,3	Señalización y equipos de protección				6706,94
4,4	Imprevistos (10% del costo total)				22356,46
4,5	Ingeniería y administración (15% del costo total)				33534,70
	TOTAL DEL COSTO DEL PROYECTO				286162,75

ALTERNATIVA II					
PRESUPUESTO PARA LA MINI CENTRAL HIDRAELECTRICA EN AYORA-CAYAMBE					
RUBRO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO TOTAL
1	OBRAS PRELIMINARES				
1.1	Limpieza y desbroce del terreno	m ²	551,65	1,05	580,10
1.2	Colocación de letrero de inicio de la obra	u	1	250,24	250,24
1.3	Levantamiento de cerramiento provisional (tabla de madera y pingos)	m	141,03	9,92	1398,45
1.4	Construcción de oficina y bodega provisionales	m ²	12	24,18	290,15
2	EXCABACIÓN Y MOVIMIENTOS DE TIERRA				
2.1	Excavación a mano en suelo sin clasificar	m ³	120	14,77	1772,82
2.2	Excavación mecánica a cielo abierto en roca	m ³	79,16	9,84	779,30
2.3	Desalojo de material con volqueta	m ³	199,16	10,64	2118,54
2.4	Replanteo y nivelación con equipo topográfico	m ²	745	3,09	2303,82
3	ESTRUCTURA				
3.1	Sistema de captación				
3.1.1	Hormigón premezclado f'c=360 kg/cm ² (Incluy. Bomba y transporte)	m ³	540	189,51	102333,71
3.1.2	Encofrado y desencofrado metálico para muros dos caras	m ²	72,44	28,03	2030,70
3.1.3	Rejilla de fondo en la captación 5x1 m	m ²	5	100,00	500,00
3.2	Desarenador, desripiador				
3.2.1	Hormigón premezclado f'c=240 kg/cm ² (Incluy. Bomba y transporte)	m ³	32,45	188,26	6108,94
3.2.2	Encofrado y desencofrado metálico para muros dos caras	m ²	83,84	28,03	2350,28
3.2.3	Compuerta metálica (1x1,5m)	u	1	1.425,73	1425,73
3.4	Canal de conducción				
3.4.1	Hormigón premezclado f'c=180 kg/cm ² (Incluy. Bomba y transporte)	m ³	138	181,93	25106,60
3.4.2	Encofrado y desencofrado metálico para muros dos caras	m ²	520	28,03	14577,10
4	OTROS				
4,1	Tubería de acero 500 mm	m	187,4	229,46	43000
4,2	Limpieza final de la obra	m ²	800,16	2,27	1815,81
	SUBTOTAL				208742,28
4,3	Señalización y equipos de protección				6262,27

4,4	Imprevistos (10% del costo total)	20874,23
4,5	Ingeniería y administración (15% del costo total)	31311,34
	TOTAL DEL COSTO DEL PROYECTO	267190,12

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS							
PROYECTO: MINI CENTRAL HIDRAELECTRICA EN AYORA-CAYAMBE							
CAPÍTULO 1: OBRAS PRELIMINARES							
RUBRO: Limpieza y desbroce del terreno						UNIDAD:	m2
A.- MATERIALES							
CÓDIGOS	DESCRIPCIÓN			UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO
	B.- MANO DE OBRA						0,00
CÓDIGOS	TRABAJADOR	No.	TARIFA	COSTO/HORA	R. DIA	R. UNIDAD	COSTO
	Peón - Categoría I	1,00	3,60	3,60	40,00	0,20	0,72
	Residente de obra	0,10	4,06	0,41	40,00	0,20	0,08
	C.- EQUIPO Y MAQUINARIA						0,80
CÓDIGOS	DESCRIPCIÓN	No.	TARIFA	COSTO HORA	R. UNIDAD	COSTO	
	Herramienta menor (5% mano de obra)					0,04	
							0,04
No.		RESUMEN					
A	MATERIALES						0,00
B	MANO DE OBRA						0,80
C	EQUIPO Y MAQUINARIA						0,04
D	COSTO DIRECTO DEL RUBRO					A+B+C	0,84
E	COSTOS INDIRECTOS					25%	0,21
F	COSTO UNITARIO						
	TOTAL					D+E	1,05

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS							
PROYECTO: MINI CENTRAL HIDRAELECTRICA EN AYORA-CAYAMBE							
CAPÍTULO 1: OBRAS PRELIMINARES							
RUBRO: Colocación del letrero de inicio de la obra						UNIDAD:	u
A.- MATERIALES							
CÓDIGOS	DESCRIPCIÓN			UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO
	Letrero			u	1,000	180,00	180,00
	Clavos 2" y 2 1/2"			Kg.	0,100	1,50	0,15
	Alfajía de eucalipto de 3x7x250			u	4,000	3,00	12,00
							192,15
B.- MANO DE OBRA							
CÓDIGOS	TRABAJADOR	No.	TARIFA	COSTO/HORA	R. DIA	R. UNIDAD	COSTO
	Peón - Categoría I	1,00	3,60	3,60	8,00	1,00	3,60
	Residente de obra	1,00	4,06	4,06	8,00	1,00	4,06
							7,66
C.- EQUIPO Y MAQUINARIA							
CÓDIGOS	DESCRIPCIÓN		No.	TARIFA	COSTO HORA	R. UNIDAD	COSTO
1	Herramienta menor(5% de manos de obra)						0,38
							0,38
No.			RESUMEN				
A	MATERIALES						192,15
B	MANO DE OBRA						7,66
C	EQUIPO Y MAQUINARIA						0,38
D	COSTO DIRECTO DEL RUBRO					A+B+C	200,19
E	COSTOS INDIRECTOS					25%	50,05
F	COSTO UNITARIO TOTAL					D+E	250,24

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS							
PROYECTO: MINI CENTRAL HIDRAELECTRICA EN AYORA-CAYAMBE							
CAPÍTULO 1: OBRAS PRELIMINARES							
RUBRO: Levantamiento de cerramiento provisional (tela poliéster y pingos)						UNIDAD:	m
A.- MATERIALES							
CÓDIGOS	DESCRIPCIÓN			UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO
	Pingos Ø 8 cm.			m	1,000	1,00	1,00
	Clavos 2" y 2 1/2"			Kg.	0,050	2,50	0,13
	Alfajía de eucalipto 1m			m	2,000	2,00	4,00
	Tela poliéster			m²	1,000	1,20	1,20
							6,33
B.- MANO DE OBRA							
CÓDIGOS	TRABAJADOR	No.	TARIFA	COSTO/HORA	R. DIA	R. UNIDAD	COSTO
	Residente de Obra	0,10	4,06	0,41	40,00	0,20	0,08
	Albañil - Categoría I	1,00	3,65	3,65	40,00	0,20	0,73
	Peón - Categoría I	1,00	3,60	3,60	40,00	0,20	0,72
							1,53
C.- EQUIPO Y MAQUINARIA							
CÓDIGOS	DESCRIPCIÓN		No.	TARIFA	COSTO HORA	R. UNIDAD	COSTO
1	Herramienta menor						0,08
							0,08
RESUMEN							
A	MATERIALES						6,33
B	MANO DE OBRA						1,53
C	EQUIPO Y MAQUINARIA						0,08
D	COSTO DIRECTO DEL RUBRO					A+B+C	7,93
E	COSTOS INDIRECTOS					25%	1,98
F	COSTO UNITARIO TOTAL					D+E	9,92

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS							
PROYECTO: MINI CENTRAL HIDRAELECTRICA EN AYORA-CAYAMBE							
CAPÍTULO 1: OBRAS PRELIMINARES							
RUBRO: Construcción de oficina y bodega provisionales						UNIDAD:	m²
A.- MATERIALES							
CÓDIGOS	DESCRIPCIÓN			UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO
	Tabla de monte 40 cm.			u	6	1,14	6,84
	Tiras de eucalipto 2,5 X 2,5 cm.			m	6	0,15	0,90
	Clavos 2" y 2 1/2"			kg	0,2	1,5	0,30
	Pingos Ø 10 cm.			m	2	1	2,00
	Panel L = 3,60 m			u	0,4	5,6	2,24
	Viga eucalipto 7 X 12 cm.			m	0,6	3,29	1,97
	Alfajía de eucalipto rústica 7 X 7 cm.			u	1	2,41	2,41
							16,66
B.- MANO DE OBRA							
CÓDIGOS	TRABAJADOR	No.	TARIFA	COSTO/HORA	R. DIA	R. UNIDAD	COSTO
	Residente de Obra	0,10	4,06	0,41	24,00	0,33	0,14
	Albañil - Categoría I	1,00	3,65	3,65	24,00	0,33	1,22
	Peón - Categoría I	1,00	3,60	3,60	24,00	0,33	1,20
							2,55
C.- EQUIPO Y MAQUINARIA							
CÓDIGOS	DESCRIPCIÓN		No.	TARIFA	COSTO HORA	R. UNIDAD	COSTO
	Herramienta menor						0,13
							0,13
No.		RESUMEN					
A	MATERIALES						16,66
B	MANO DE OBRA						2,55
C	EQUIPO Y MAQUINARIA						0,13
D	COSTO DIRECTO DEL RUBRO						A+B+C
E	COSTOS INDIRECTOS						25%
F	COSTO UNITARIO						
F	TOTAL						D+E
							24,18

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS								
PROYECTO: MINI CENTRAL HIDRAELECTRICA EN AYORA-CAYAMBE								
CAPÍTULO 2: EXCAVACIÓN Y MOVIMIENTOS DE TIERRA								
RUBRO:		Excavación a mano en suelo sin clasificar					UNIDAD:	m³
A.- MATERIALES								
CÓDIGOS	DESCRIPCIÓN			UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
							0,00	
B.- MANO DE OBRA								
CÓDIGOS	TRABAJADOR	No.	TARIFA	COSTO/HORA	R. DIA	R. UNIDAD	COSTO	
	Residente de Obra	0,10	4,06	0,41	8,00	1,00	0,41	
	Albañil - Categoría I	1,00	3,65	3,65	8,00	1,00	3,65	
	Peón - Categoría I	2,00	3,60	7,20	8,00	1,00	7,20	
							11,26	
C.- EQUIPO Y MAQUINARIA								
CÓDIGOS	DESCRIPCIÓN	No.	TARIFA	COSTO HORA	R. UNIDAD	COSTO		
	Herramienta menor					0,56		
							0,56	
No.		RESUMEN						
A	MATERIALES						0,00	
B	MANO DE OBRA						11,26	
C	EQUIPO Y MAQUINARIA						0,56	
D	COSTO DIRECTO DEL RUBRO					A+B+C	11,82	
E	COSTOS INDIRECTOS					25%	2,95	
F	COSTO UNITARIO							
F	TOTAL					D+E	14,77	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS								
PROYECTO: MINI CENTRAL HIDRAELECTRICA EN AYORA-CAYAMBE								
CAPÍTULO 2: EXCABACIÓN Y MOVIMIENTOS DE TIERRA								
RUBRO:		Excavación mecánica a cielo abierto en roca					UNIDAD:	m³
A.- MATERIALES								
CÓDIGOS	DESCRIPCIÓN			UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
	Explogel I 1 1/4 x 8 dinamitas			25K	0,012	115,51	1,39	
	Fulminante no eléctrico MS/LP (4.2 m cable)			u	1	3,95	3,95	
	FANEL			1000m	0,001	199,92	0,20	
	Mecha lenta							
							5,54	
B.- MANO DE OBRA								
CÓDIGOS	TRABAJADOR	No.	TARIFA	COSTO/HORA	R. DIA	R. UNIDAD	COSTO	
	Residente de Obra	1,00	4,06	4,06	64,00	0,13	0,51	
	Operadores Equipo Pesado (ESTRUC. OCUP. C1 G1)	1,00	4,04	4,04	64,00	0,13	0,51	
	Peón (ESTRUC. OCUP. E2)	1,00	3,60	3,60	160,00	0,05	0,18	
							1,19	
C.- EQUIPO Y MAQUINARIA								
CÓDIGOS	DESCRIPCIÓN	No.	TARIFA	COSTO HORA	R. UNIDAD	COSTO		
	Compresor	1,00	0,75	0,75	0,05	0,04		
	Tractor	1,00	35,00	35,00	0,03	1,05		
	Herramienta menor					0,06		
							1,15	
		No.	RESUMEN					
A		MATERIALES					5,54	
B		MANO DE OBRA					1,19	
C		EQUIPO Y MAQUINARIA					1,15	
D		COSTO DIRECTO DEL RUBRO				A+B+C	7,88	
E		COSTOS INDIRECTOS				25%	1,97	
F		COSTO UNITARIO TOTAL				D+E	9,84	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS							
PROYECTO: MINI CENTRAL HIDRAELECTRICA EN AYORA-CAYAMBE							
CAPÍTULO 2: EXCABACIÓN Y MOVIMIENTOS DE TIERRA							
RUBRO:	Desalojo de material con volqueta					UNIDAD:	m³
A.- MATERIALES							
CÓDIGOS	DESCRIPCIÓN			UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO
	B.- MANO DE OBRA						0,00
CÓDIGOS	TRABAJADOR	No.	TARIFA	COSTO/HORA	R. DIA	R. UNIDAD	COSTO
	Residente de Obra	1,00	4,06	4,06	60,00	0,13	0,54
	Chofer profesional licencia E (ESTRUC. OCUP. Chofer C1)	1,00	3,65	5,29	24,00	0,33	1,76
	Peón - Categoría I	1,00	3,60	3,60	16,00	0,50	1,80
	C.- EQUIPO Y MAQUINARIA						4,10
CÓDIGOS	DESCRIPCIÓN		No.	TARIFA	COSTO HORA	R. UNIDAD	COSTO
	Herramienta menor		1,00	30,00	30,00	0,14	0,21
	Volqueta 8m3						4,20
							4,41
No.		R E S U M E N					
A	MATERIALES						0,00
B	MANO DE OBRA						4,10
C	EQUIPO Y MAQUINARIA						4,41
D	COSTO DIRECTO DEL RUBRO					A+B+C	8,51
E	COSTOS INDIRECTOS					25%	2,13
F	COSTO UNITARIO TOTAL					D+E	10,64

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS							
PROYECTO: MINI CENTRAL HIDRAELECTRICA EN AYORA-CAYAMBE							
CAPÍTULO 2: EXCABACIÓN Y MOVIMIENTOS DE TIERRA							
RUBRO: Replanteo y nivelación con equipo topográfico						UNIDAD:	m²
A.- MATERIALES							
CÓDIGOS	DESCRIPCIÓN			UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO
	Tiras 2.5x2.5x250			u	0,2	0,38	0,08
							0,08
B.- MANO DE OBRA							
CÓDIGOS	TRABAJADOR	No.	TARIFA	COSTO/HORA	R. DIA	R. UNIDAD	COSTO
	Residente de Obra	1,00	4,06	4,06	100,00	0,08	0,32
	Topógrafo (ESTRUC. OCUP. C1)	1,00	4,04	5,29	40,00	0,20	1,06
	Cadenero (ESTRUC. OCUP. D2)	1,00	3,65	3,65	100,00	0,08	0,29
	Maestro de obra (ESTRUC. OCUP. C1)	1,00	4,04	4,04	100,00	0,08	0,32
							2,00
C.- EQUIPO Y MAQUINARIA							
CÓDIGOS	DESCRIPCIÓN		No.	TARIFA	COSTO HORA	R. UNIDAD	COSTO
	Herramienta menor						0,10
	Equipo de topografía		1,00	3,75	3,75	0,08	0,30
							0,40
	No.	RESUMEN					
	A	MATERIALES					0,08
	B	MANO DE OBRA					2,00
	C	EQUIPO Y MAQUINARIA					0,40
	D	COSTO DIRECTO DEL RUBRO				A+B+C	2,47
	E	COSTOS INDIRECTOS				25%	0,62
	F	COSTO UNITARIO TOTAL				D+E	3,09

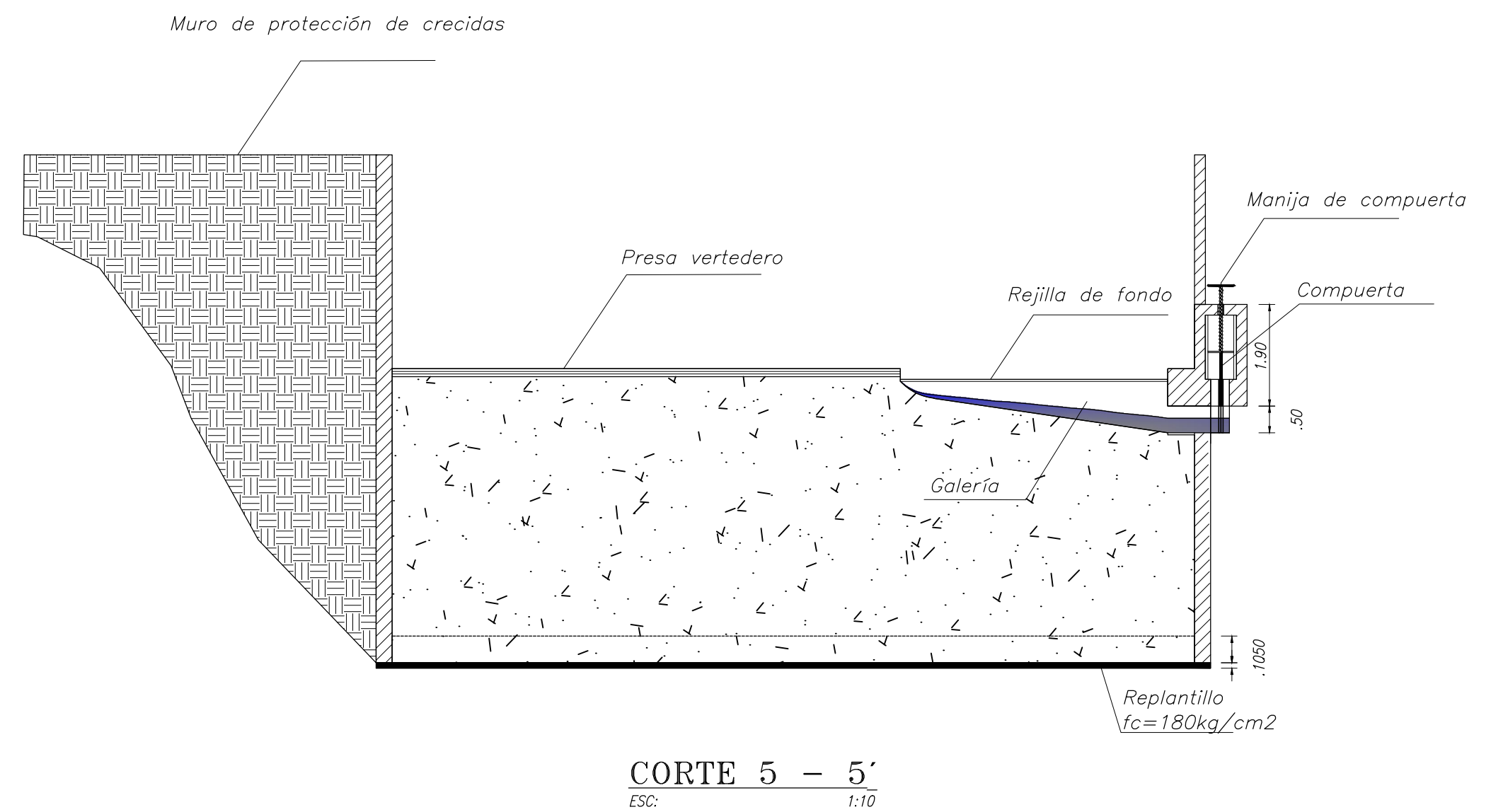
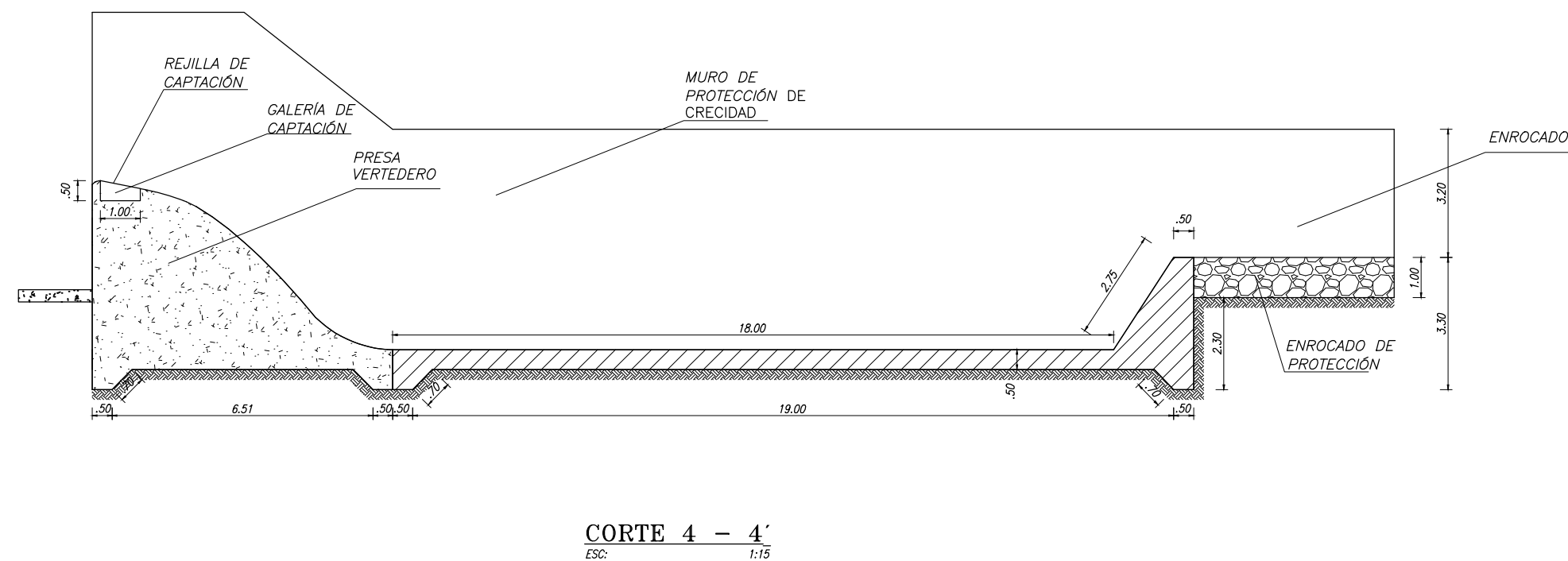
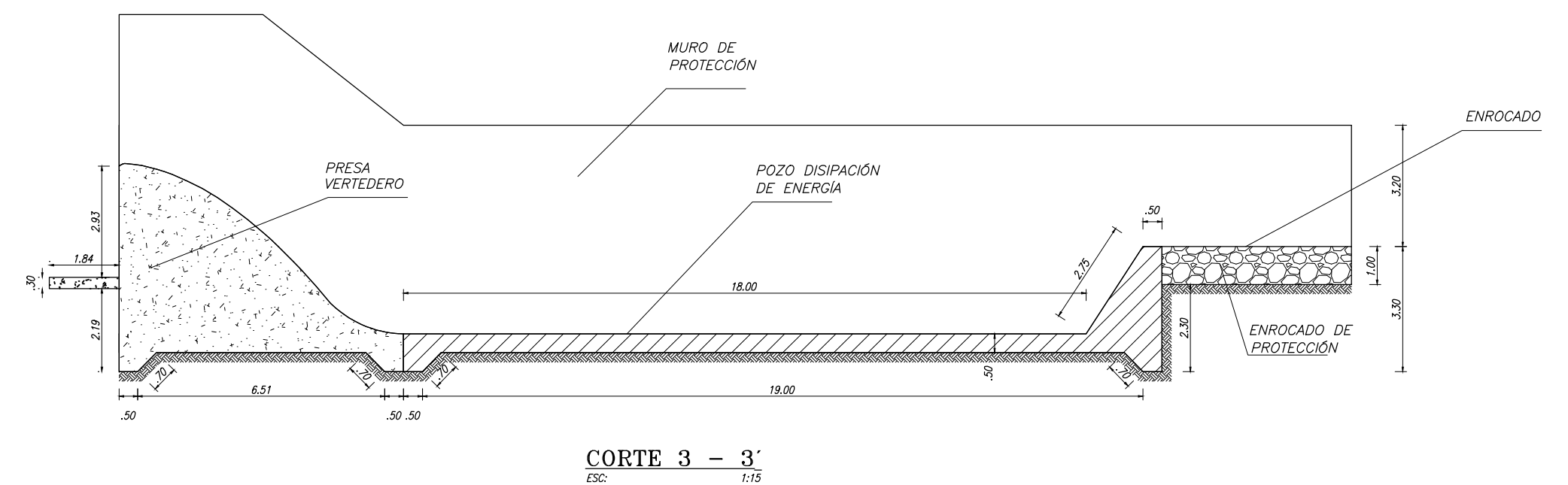
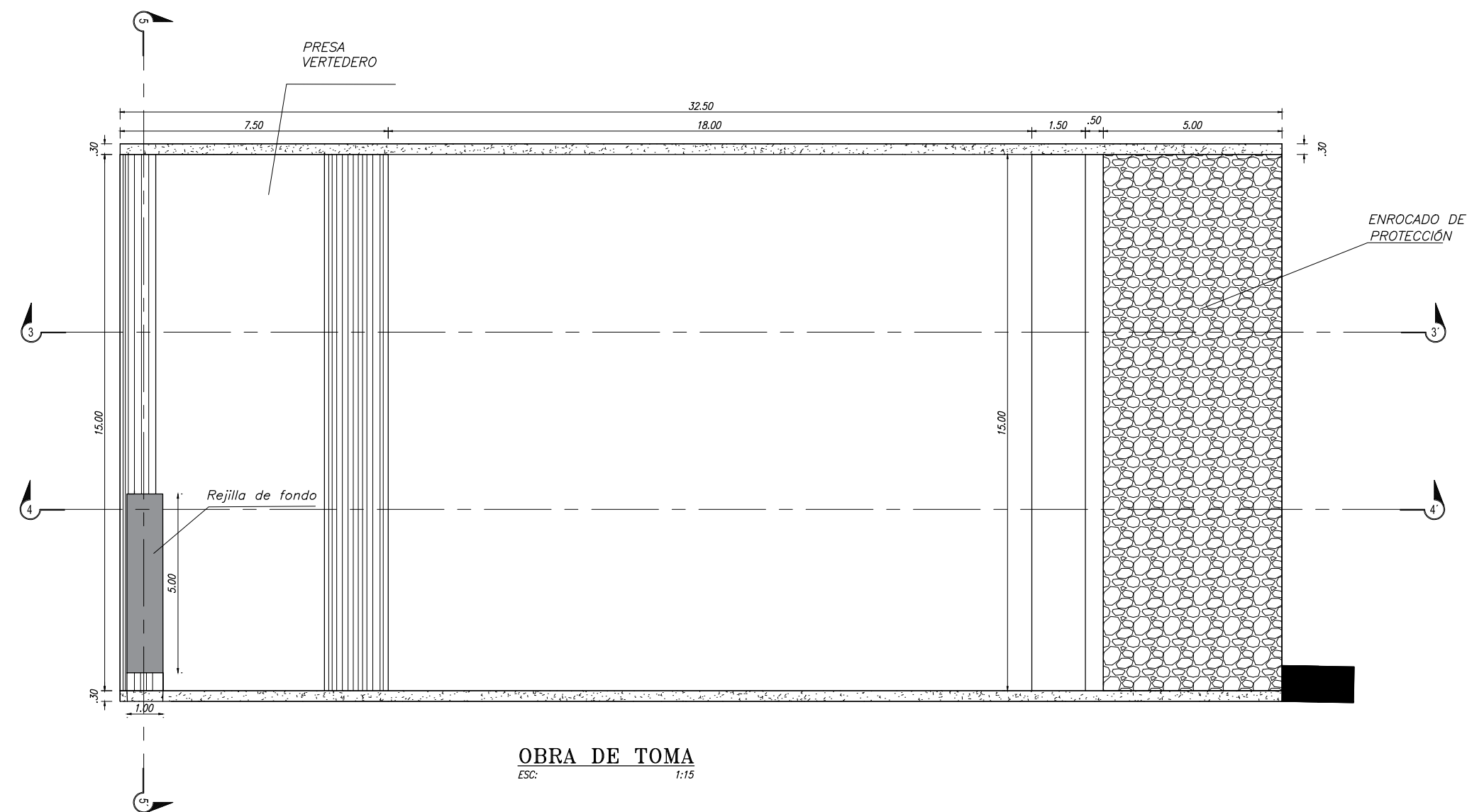
ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS							
PROYECTO: MINI CENTRAL HIDRAELECTRICA EN AYORA-CAYAMBE							
CAPÍTULO 3: ESTRUCTURA							
RUBRO: Hormigón premezclado f'c=350kg/cm², incluye bomba y transporte						UNIDAD:	m³
A.- MATERIALES							
CÓDIGOS	DESCRIPCIÓN			UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO
	H. Premezclado 350 Kg/cm²-19mm-13cm-28d			u	1	123,05	123,05
	B.- MANO DE OBRA						123,05
CÓDIGOS	TRABAJADOR	No.	TARIFA	COSTO/HORA	R. DIA	R. UNIDAD	COSTO
	Residente de Obra	1,00	4,06	4,06	8,00	1,00	4,06
	Albañil (ESTRUC. OCUP. D2)	1,00	3,65	3,65	8,00	1,00	3,65
	Peón (ESTRUC. OCUP. E2	1,00	3,60	3,60	8,00	1,00	3,60
	C.- EQUIPO Y MAQUINARIA						11,31
CÓDIGOS	DESCRIPCIÓN	No.	TARIFA	COSTO HORA	R. UNIDAD	COSTO	
	Herramienta menor					0,57	
	Bomba estacionaria (45m Tubería)	1,00	12,62	12,62	1,00	12,62	
	Vibrador de manguera	1,00	4,06	4,06	1,00	4,06	
							17,25
	No.	RESUMEN					
	A	MATERIALES					123,05
	B	MANO DE OBRA					11,31
	C	EQUIPO Y MAQUINARIA					17,25
	D	COSTO DIRECTO DEL RUBRO				A+B+C	151,61
	E	COSTOS INDIRECTOS				25%	37,90
	F	COSTO UNITARIO TOTAL				D+E	189,51

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS								
PROYECTO: MINI CENTRAL HIDRAELECTRICA EN AYORA-CAYAMBE								
CAPÍTULO 3: ESTRUCTURA								
RUBRO:		Encofrado y desencofrado metálico para muros dos caras					UNIDAD:	m²
A.- MATERIALES								
CÓDIGOS	DESCRIPCIÓN			UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
	Abrazadera de Torniquete			u	2,38	0,06	0,14	
	Molde Symons 8' x 24'			u	4,76	0,89	4,24	
	Ganchos Waler			u	2,38	0,03	0,07	
	Tubo 3mts			u	0,98	0,06	0,06	
	Separadores hasta 250 mm encofrado metálico-muros			u	12,88	0,1	1,29	
	Cuñas Symons enc. metálico muro			u	76,51	0,09	6,89	
							12,69	
B.- MANO DE OBRA								
CÓDIGOS	TRABAJADOR	No.	TARIFA	COSTO/HORA	R. DIA	R. UNIDAD	COSTO	
	Maestro de obra	1,00	4,04	4,04	16,00	0,50	2,02	
	Albañil (ESTRUC. OCUP. D2)	1,00	3,65	3,65	8,00	1,00	3,65	
	Peón (ESTRUC. OCUP. E2	1,00	3,60	3,60	8,00	1,00	3,60	
							9,27	
C.- EQUIPO Y MAQUINARIA								
CÓDIGOS	DESCRIPCIÓN		No.	TARIFA	COSTO HORA	R. UNIDAD	COSTO	
	Heramienta menor						0,46	
							0,46	
RESUMEN								
	No.							
	A	MATERIALES					12,69	
	B	MANO DE OBRA					9,27	
	C	EQUIPO Y MAQUINARIA					0,46	
	D	COSTO DIRECTO DEL RUBRO				A+B+C	22,43	
	E	COSTOS INDIRECTOS				25%	5,61	
	F	COSTO UNITARIO						
	F	TOTAL				D+E	28,03	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS							
PROYECTO: MINI CENTRAL HIDRAELECTRICA EN AYORA-CAYAMBE							
CAPÍTULO 3: ESTRUCTURA							
RUBRO: Hormigón premezclado f'c=240kg/cm², incluye bomba y transporte						UNIDAD:	m³
A.- MATERIALES							
CÓDIGOS	DESCRIPCIÓN			UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO
	H. Premezclado 240 Kg/cm²-19mm-13cm-28d			u	1	122,05	122,05
							122,05
B.- MANO DE OBRA							
CÓDIGOS	TRABAJADOR	No.	TARIFA	COSTO/HORA	R. DIA	R. UNIDAD	COSTO
	Residente de Obra	1,00	4,06	4,06	8,00	1,00	4,06
	Albañil (ESTRUC. OCUP. D2)	1,00	3,65	3,65	8,00	1,00	3,65
	Peón (ESTRUC. OCUP. E2)	1,00	3,60	3,60	8,00	1,00	3,60
							11,31
C.- EQUIPO Y MAQUINARIA							
CÓDIGOS	DESCRIPCIÓN		No.	TARIFA	COSTO HORA	R. UNIDAD	COSTO
	Herramienta menor						0,57
	Bomba estacionaria (45m Tubería)		1,00	12,62	12,62	1,00	12,62
	Vibrador de manguera		1,00	4,06	4,06	1,00	4,06
							17,25
	RESUMEN						
	A	MATERIALES					122,05
	B	MANO DE OBRA					11,31
	C	EQUIPO Y MAQUINARIA					17,25
	D	COSTO DIRECTO DEL RUBRO				A+B+C	150,61
	E	COSTOS INDIRECTOS				25%	37,65
	F	COSTO UNITARIO					
	F	TOTAL				D+E	188,26

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS							
PROYECTO: MINI CENTRAL HIDRAELECTRICA EN AYORA-CAYAMBE							
CAPÍTULO 3: ESTRUCTURA							
RUBRO: Hormigón premezclado f'c=180kg/cm², incluye bomba y transporte						UNIDAD:	m³
A.- MATERIALES							
CÓDIGOS	DESCRIPCIÓN			UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO
	H. Premezclado 180 Kg/ cm²-19mm-13cm-28d			u	1	116,99	116,99
	B.- MANO DE OBRA						116,99
CÓDIGOS	TRABAJADOR	No.	TARIFA	COSTO/HORA	R. DIA	R. UNIDAD	COSTO
	Residente de Obra	1,00	4,06	4,06	8,00	1,00	4,06
	Albañil (ESTRUC. OCUP. D2)	1,00	3,65	3,65	8,00	1,00	3,65
	Peón (ESTRUC. OCUP. E2	1,00	3,60	3,60	8,00	1,00	3,60
	C.- EQUIPO Y MAQUINARIA						11,31
CÓDIGOS	DESCRIPCIÓN		No.	TARIFA	COSTO HORA	R. UNIDAD	COSTO
	Herramienta menor						0,57
	Bomba estacionaria (45m Tubería)		1,00	12,62	12,62	1,00	12,62
	Vibrador de manguera		1,00	4,06	4,06	1,00	4,06
							17,25
No.		RESUMEN					
A	MATERIALES						116,99
B	MANO DE OBRA						11,31
C	EQUIPO Y MAQUINARIA						17,25
D	COSTO DIRECTO DEL RUBRO					A+B+C	145,55
E	COSTOS INDIRECTOS					25%	36,39
F	COSTO UNITARIO						
F	TOTAL					D+E	181,93

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS							
PROYECTO: MINI CENTRAL HIDRAELECTRICA EN AYORA-CAYAMBE							
CAPÍTULO 4: OTROS							
RUBRO: Limpieza final de la obra						UNIDAD:	m²
A.- MATERIALES							
CÓDIGOS	DESCRIPCIÓN			UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO
							0,00
B.- MANO DE OBRA							
CÓDIGOS	TRABAJADOR	No.	TARIFA	COSTO/HORA	R. DIA	R. UNIDAD	COSTO
	Maestro de obra	1,00	4,04	4,04	80,00	0,10	0,40
	Albañil (ESTRUC. OCUP. D2)	1,00	3,65	3,65	80,00	0,10	0,37
	Peón (ESTRUC. OCUP. E2)	1,00	3,60	3,60	30,00	0,27	0,96
							1,73
C.- EQUIPO Y MAQUINARIA							
CÓDIGOS	DESCRIPCIÓN	No.	TARIFA	COSTO HORA	R. UNIDAD	COSTO	
	Herramienta menor					0,09	
							0,09
		No.	RESUMEN				
	A	MATERIALES					0,00
	B	MANO DE OBRA					1,73
		EQUIPO Y					
	C	MAQUINARIA					0,09
	D	COSTO DIRECTO DEL RUBRO				A+B+C	1,82
	E	COSTOS INDIRECTOS				25%	0,45
		COSTO UNITARIO					
	F	TOTAL				D+E	2,27



DISEÑO: REINOSO SILVANA
 LOACHAMIN OMAR

PRESENTO: REINOSO SILVANA
 LOACHAMIN OMAR

APROBO :

REVISIONES		
N°	FECHA	DESCRIPCION

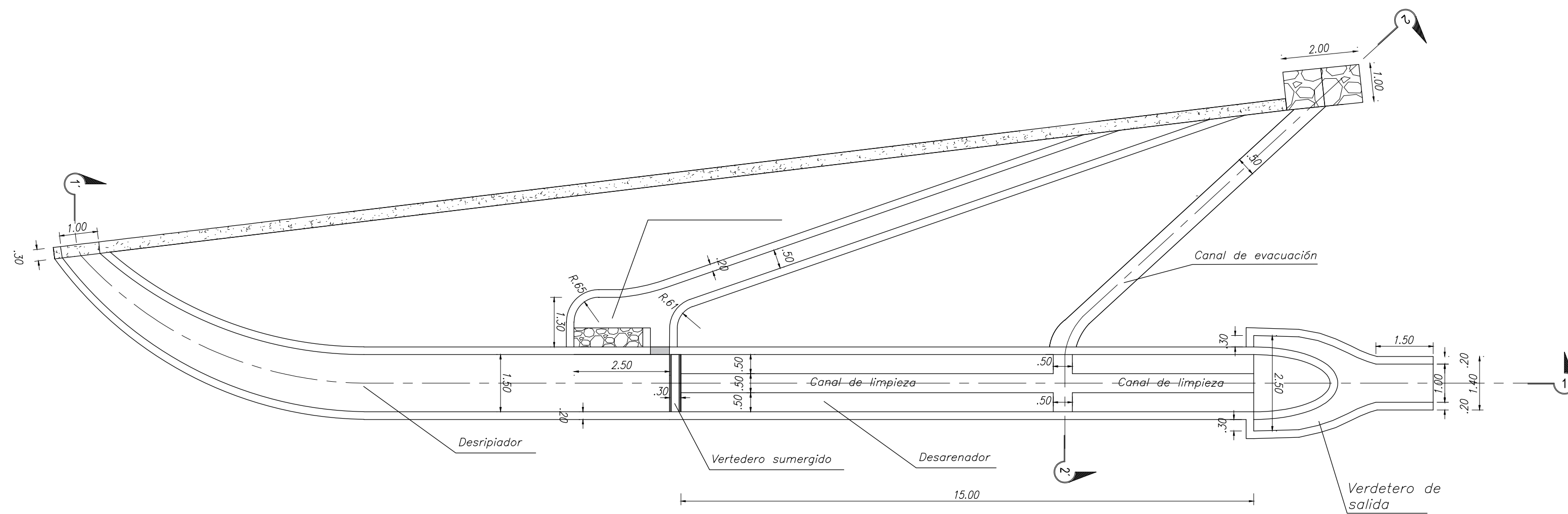
PROYECTO: DISEÑO HIDRÁULICO DE FACTIBILIDAD DE
 LA MINI CENTRAL HIDROELÉCTRICA

CONTIENE: OBRAS HIDRÁULICAS DE TOMA, VISTA EN
 PLANTA, CORTES Y PERFILES

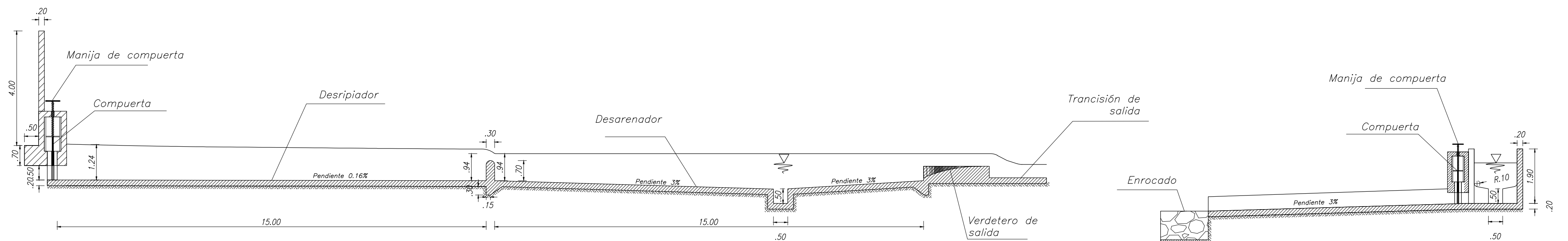
UBICACIÓN:

IMBABURA CAYAMBE S. JÓSE-AYORA
 PROVINCIA CANTÓN PARROQUIA

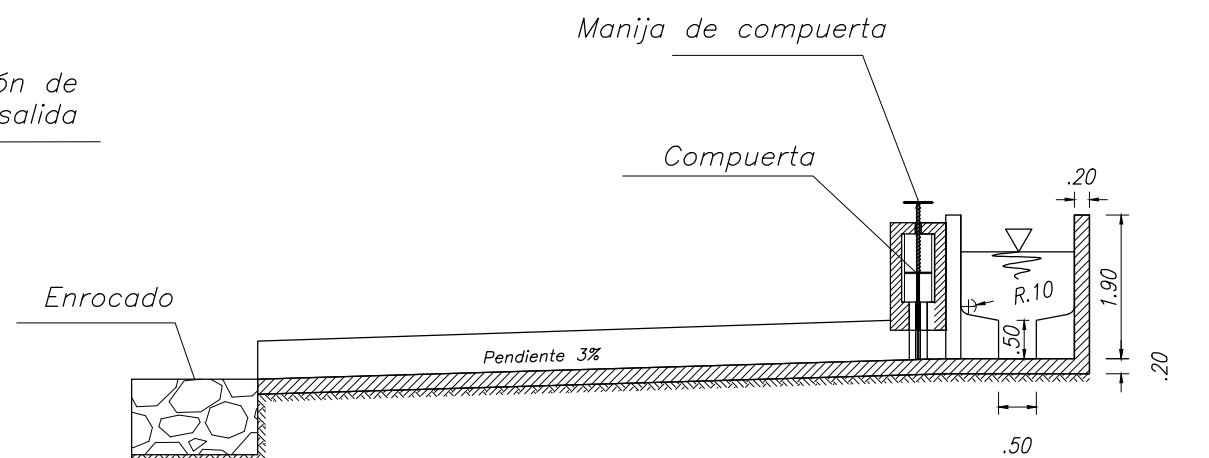
ESCALA:	INDICADA
FECHA:	NOVIEMBRE 2020
PLANO N°:	E-1
HOJA:	01 DE 06



OBRA DE PROTECCIÓN
ESC: 1:10



CORTE 1 - 1'
ESC: 1:10



CORTE 2 - 2'
ESC: 1:10



DISEÑO: REINOSO SILVANA
LOACHAMIN OMAR

PRESENTO: REINOSO SILVANA
LOACHAMIN OMAR

APROBO :

REVISIONES		
N°	FECHA	DESCRIPCION

PROYECTO: DISEÑO HIDRÁULICO DE FACTIBILIDAD DE
LA MINI CENTRAL HIDROELÉCTRICA

CONTIENE: DESARENADOR Y DESRIPIADOR, VISTA EN
PLANTA, CORTES Y PERFILES

UBICACIÓN:
IMBABURA CAYAMBE S. JÓSE-AYORA
PROVINCIA CANTÓN PARROQUIA

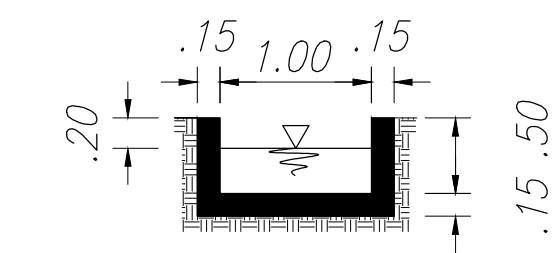
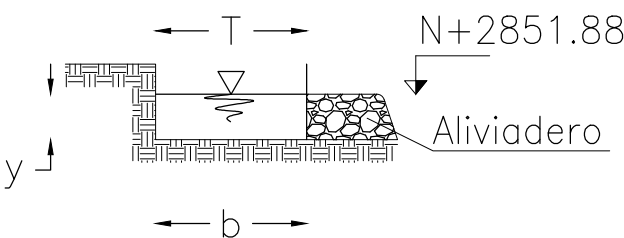
ESCALA:	INDICADA
FECHA:	NOVIEMBRE 2020
PLANO N°:	E-2
HOJA:	02 DE 06

CANAL DE CONDUCCIÓN

ESC: 1:500

CORTE B-B

ESC: 1:5



CORTE CANAL A-A'

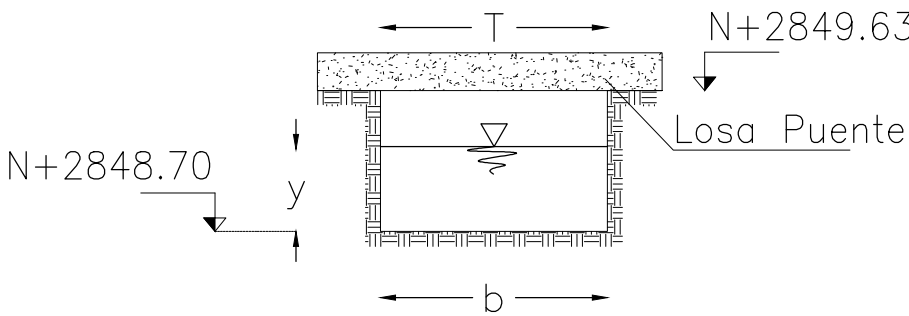
ESC: 1:5

CANAL DE CONDUCCIÓN

ESC: 1:500

CORTE C-C

ESC: 1:5



DISEÑO: REINOSO SILVANA
LOACHAMIN OMAR
PRESENTO: REINOSO SILVANA
LOACHAMIN OMAR

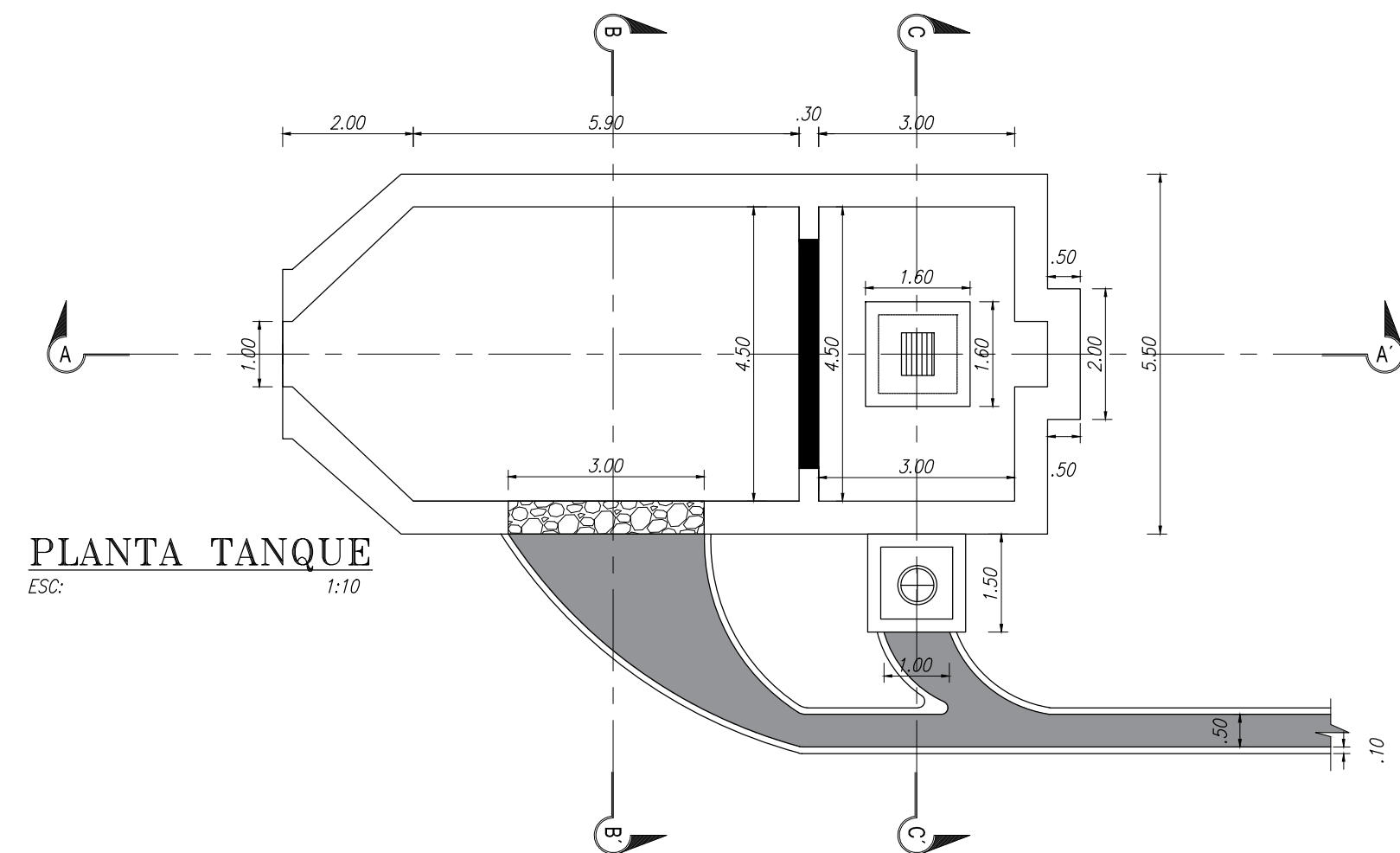
APROBO :

REVISIONES		
N°	FECHA	DESCRIPCION

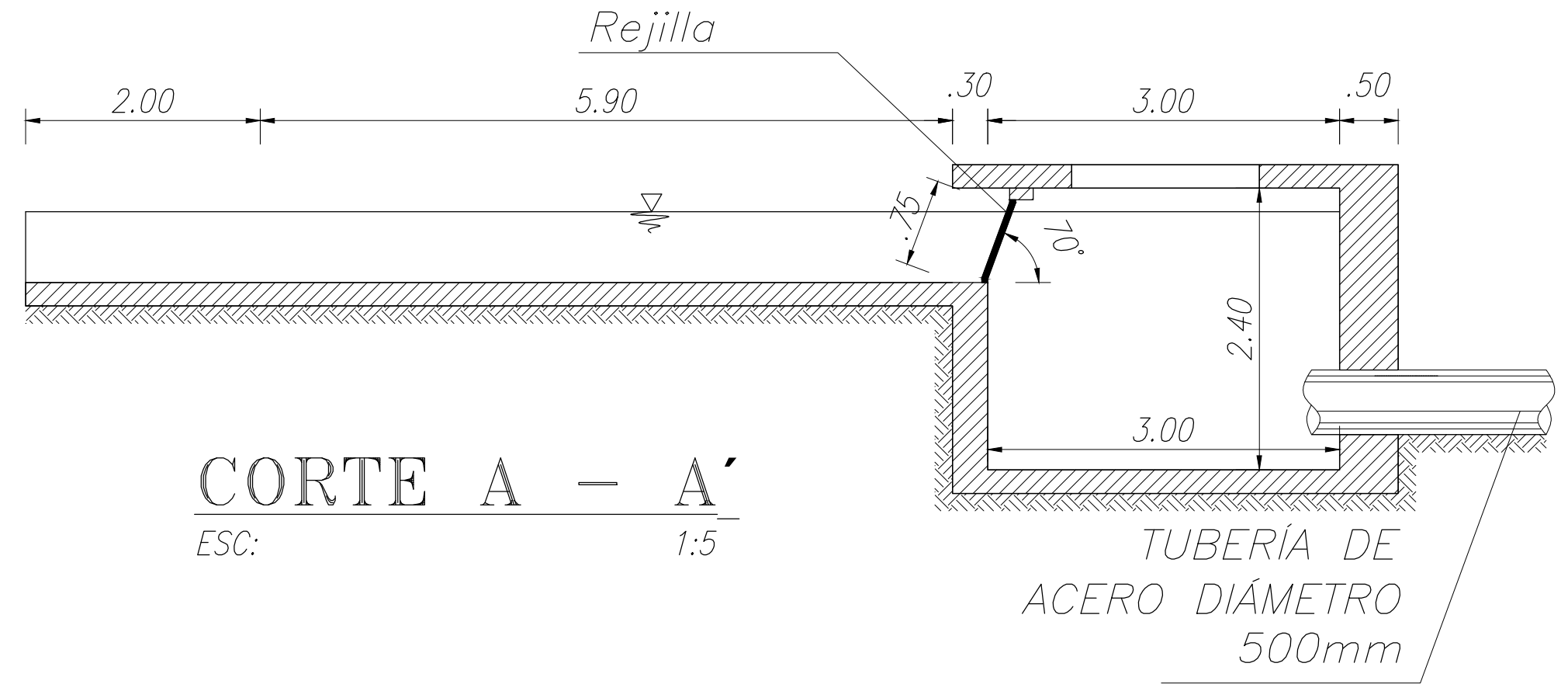
PROYECTO: DISEÑO HIDRÁULICO DE FACTIBILIDAD DE
LA MINI CENTRAL HIDROELÉCTRICA.
CONTIENE: CANAL DE CONDUCCIÓN, VISTA EN PLANTA,
CORTES.

UBICACIÓN:
IMBABURA CAYAMBE S. JÓSE-AYORA
PROVINCIA CANTÓN PARROQUIA

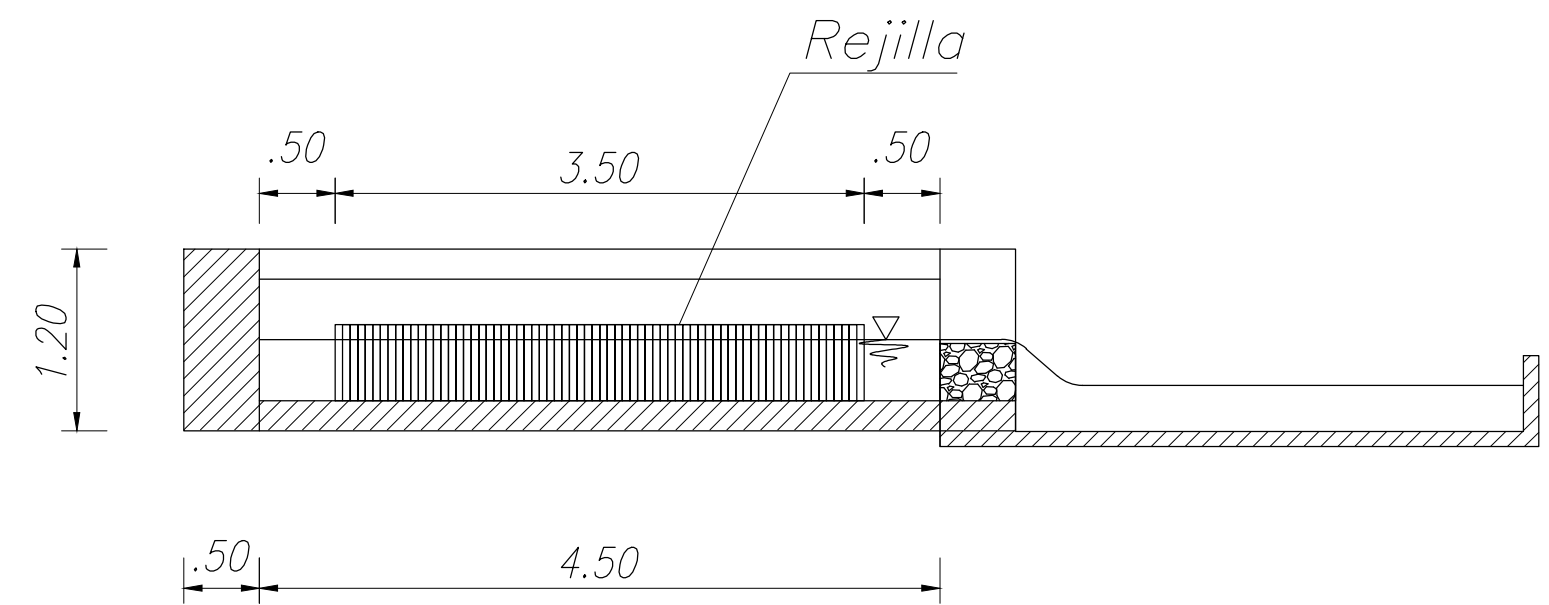
ESCALA:	INDICADA
FECHA:	NOVIEMBRE 2020
PLANO N°:	E-4
HOJA:	04 DE 06



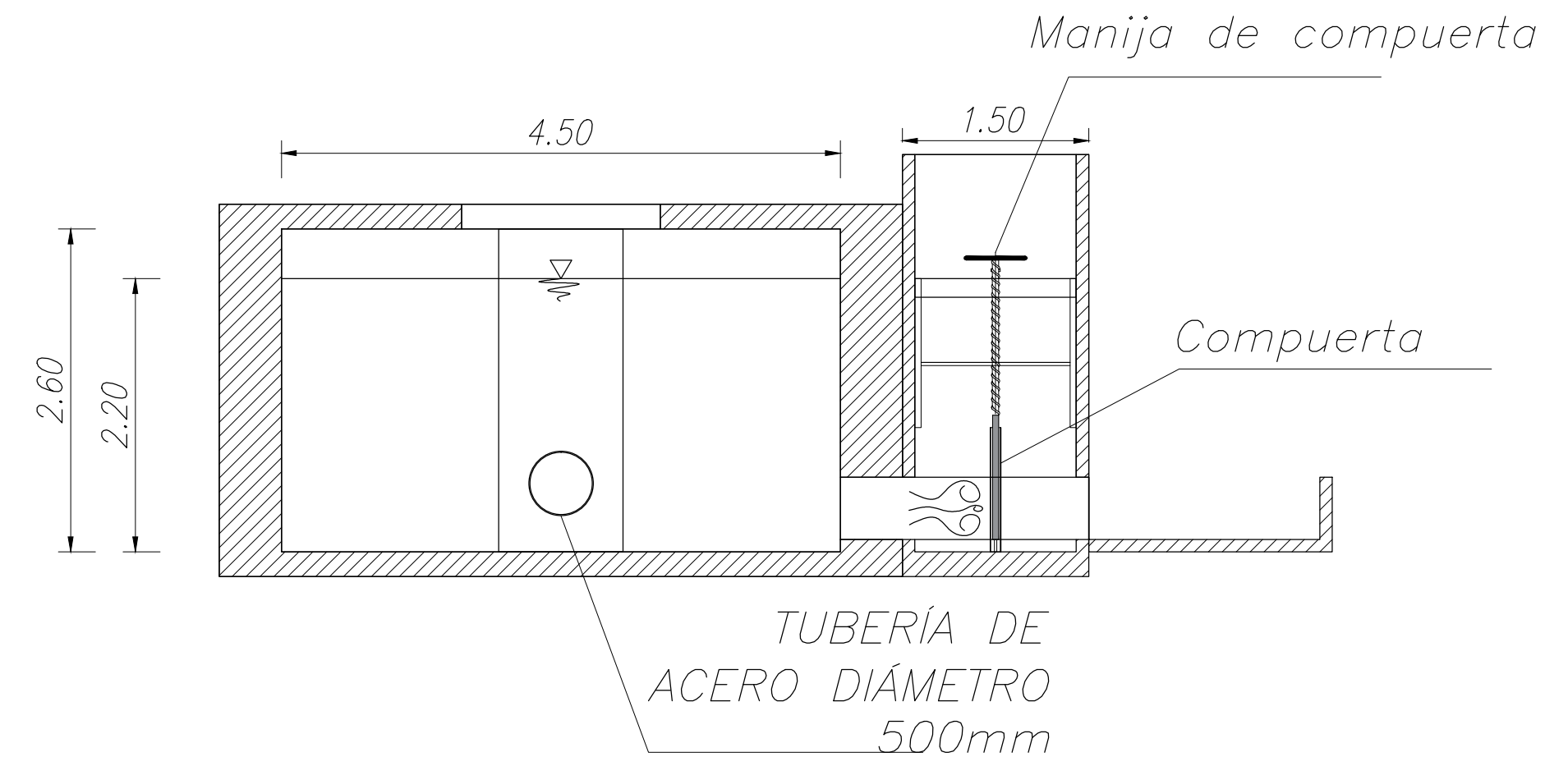
PLANTA TANQUE
ESC: 1:10



CORTE A - A'
ESC: 1:5

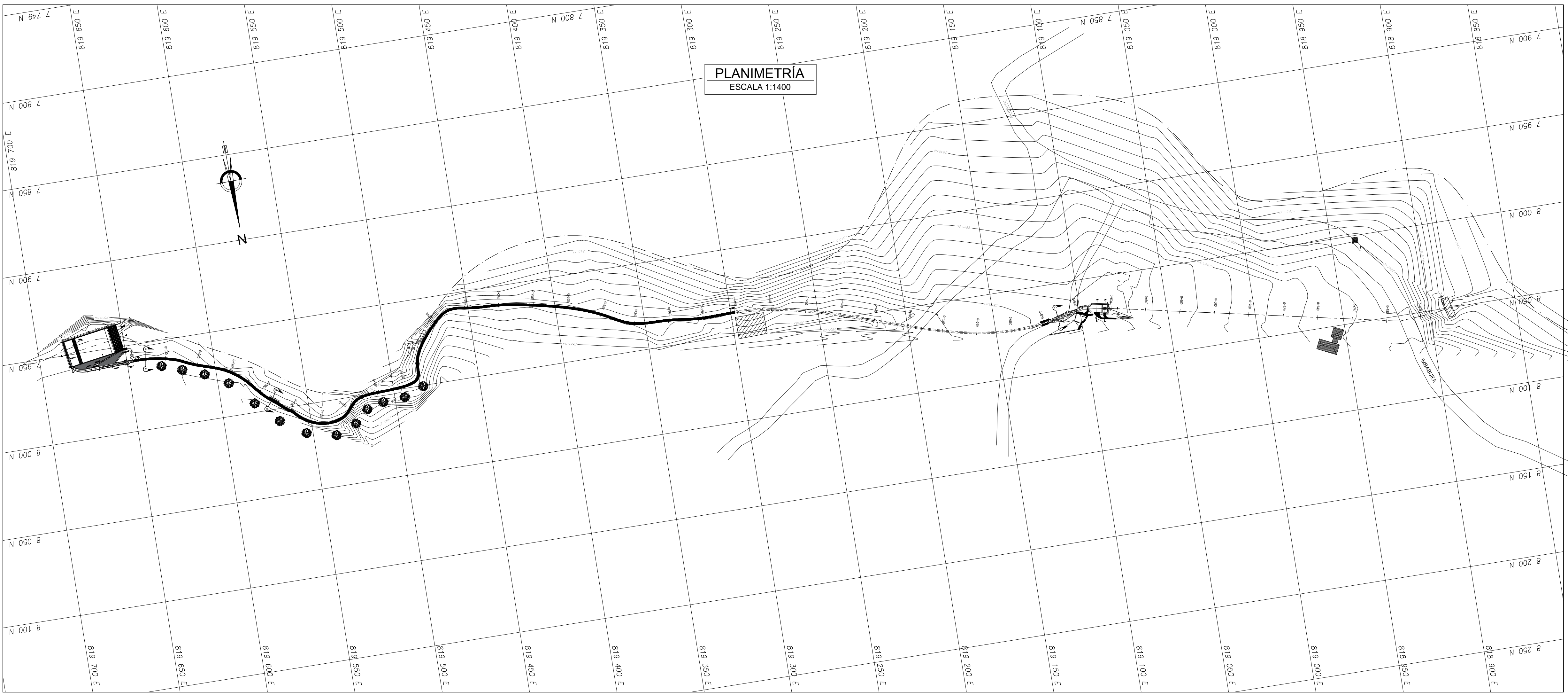


CORTE B - B'
ESC: 1:5



CORTE C - C'
ESC: 1:5

REVISIONES		
N°	FECHA	DESCRIPCION



SIMBOLOGÍA:

—

CURVA DE NIVEL PRINCIPAL

—

CURVA DE NIVEL SECUNDARIA

—

RÍO

—

VÍA

PERFIL DE TERRENO

—

FONDO DE CANAL

CONSTRUCCIONES EXISTENTES

PROYECTO:

DISEÑO HIDROLÓGICO DE FACTIBILIDAD DE LA MINI CENTRAL HIDROELÉCTRICA

UBICACIÓN:

IMBABURA CAYAMBE SUCUMBAY AYORA
PROVINCIA CANTÓN PARROQUIA

CONTIENE:

IMPLANTACIÓN GENERAL PERFIL DEL CANAL Y TUBERÍA

PRESENTO:

REINOSO SILVANA
LOACHAMIN OMAR

HOJA:

05 DE 06

PLANO No.

06

ESCALA:

INDICADAS

TAMAÑO:

A1

RESP. TÉCNICA:

REINOSO SILVANA
LOACHAMIN OMAR

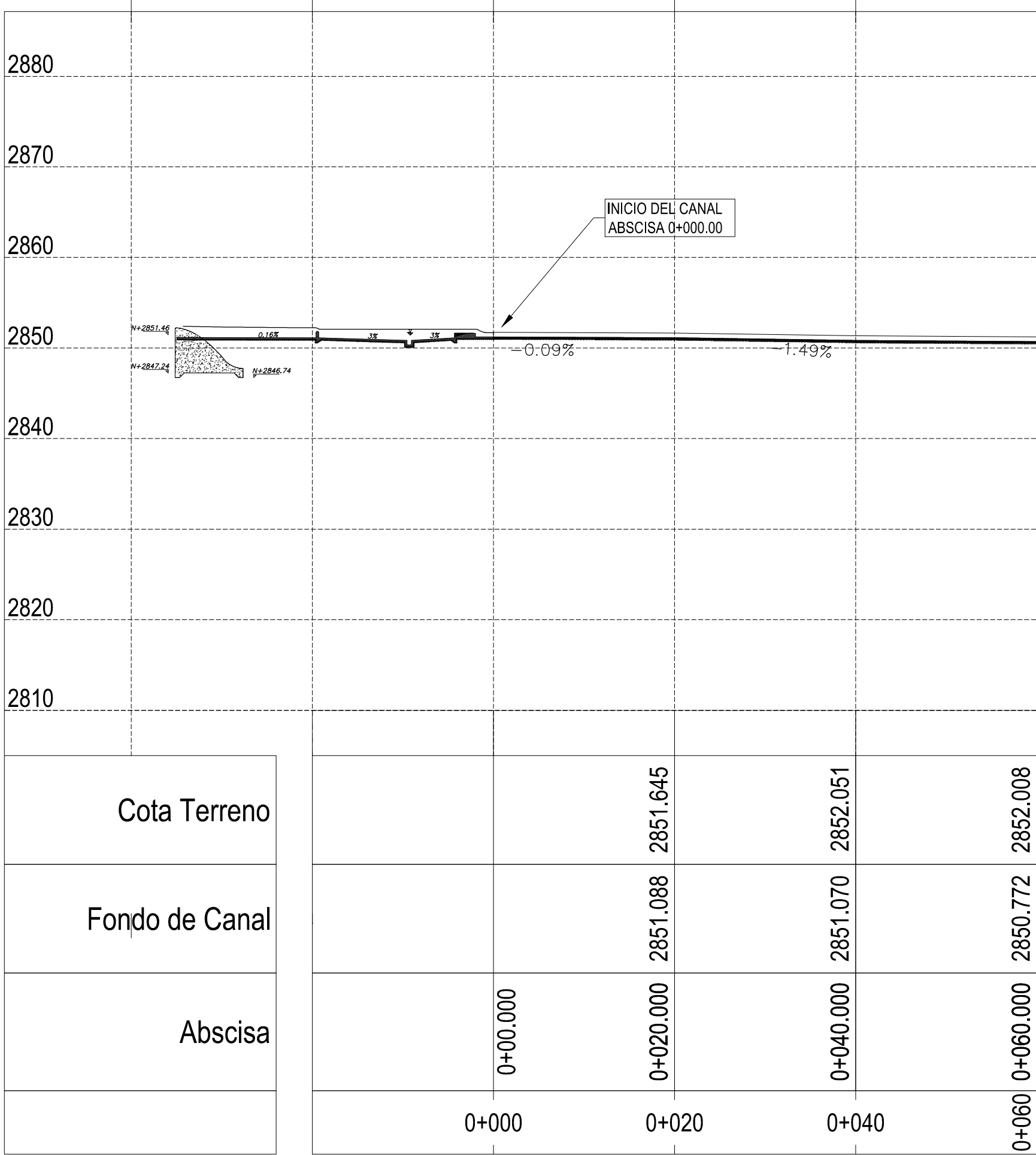
PROPIETARIO:

U.P.S. / GAD CAYAMBE

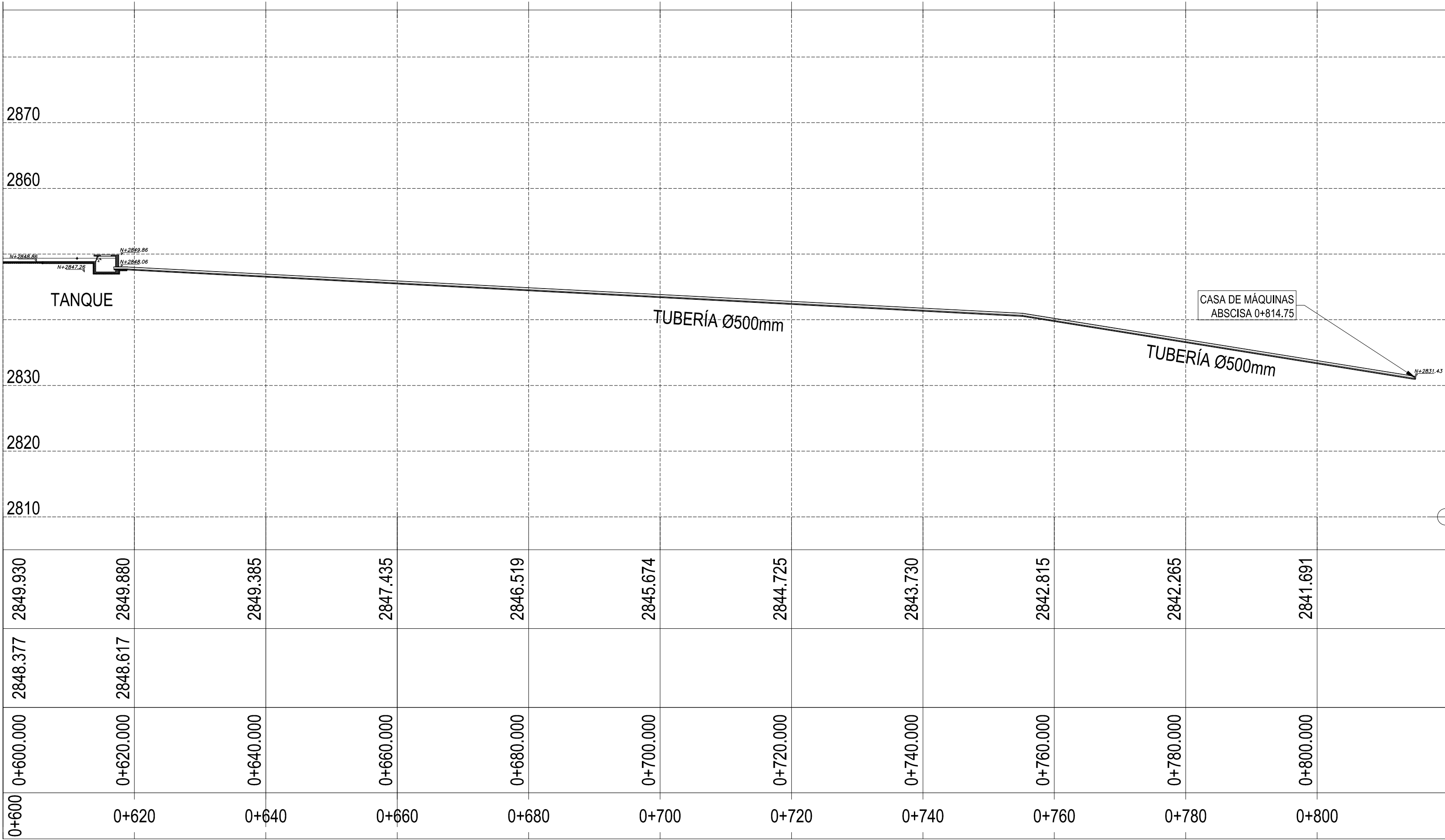
SELLOS MUNICIPALES:

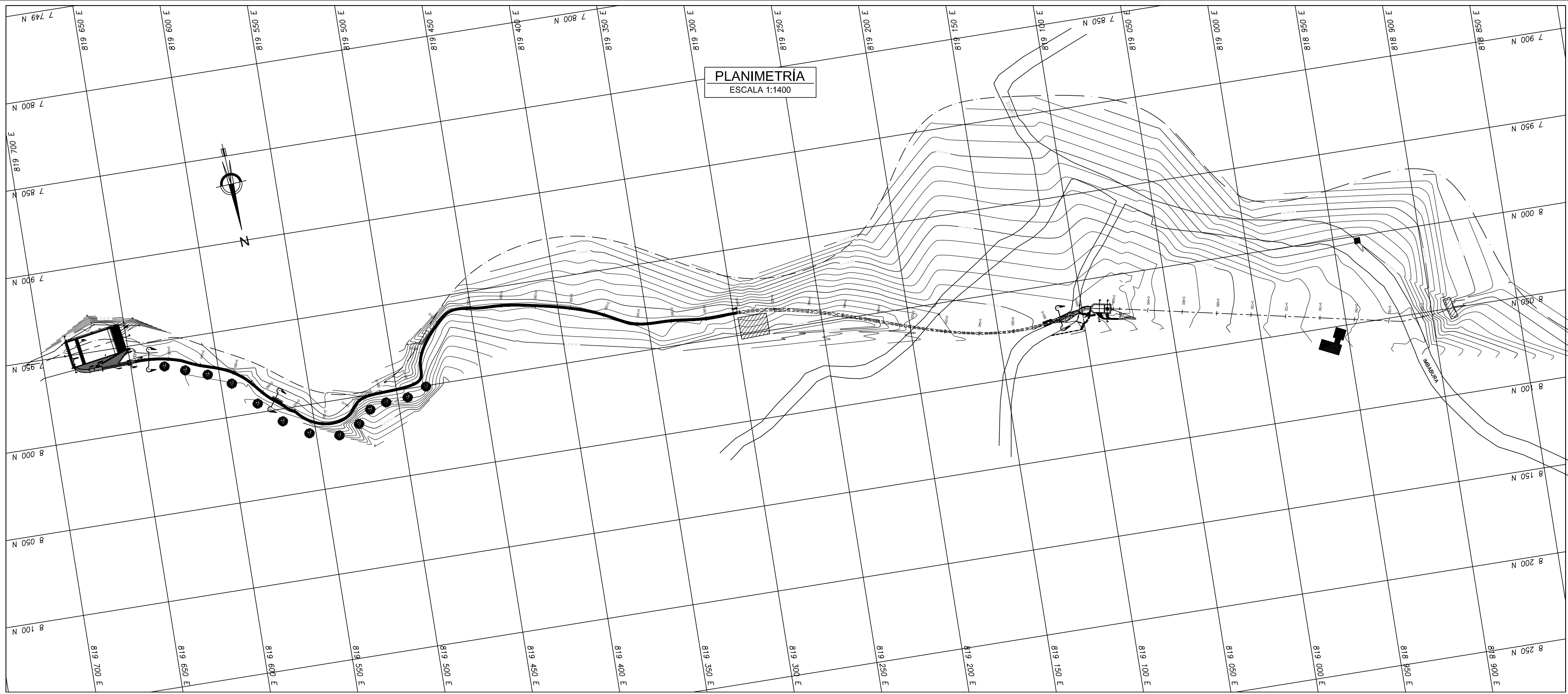
REV.	DESCRIPCIÓN	FECHA	DIBUJO	REVISÓ	APROBÓ	COMENTARIOS
1	PARA REVISIÓN Y COMENTARIOS					
2						
3						
4						

PERFIL
ESC: 1:500



PERFIL
ESC: 1:500





SIMBOLOGÍA:

—	CURVA DE NIVEL PRINCIPAL	■	CONSTRUCCIONES EXISTENTES
---	CURVA DE NIVEL SECUNDARIA		
- - -	RÍO		
—	VÍA		
- - - -	PERFIL DE TERRENO		
—	FONDO DE CANAL		

PROYECTO:

DISEÑO HIDRÁULICO DE FACTIBILIDAD DE LA MINI CENTRAL HIDROELÉCTRICA.

UBICACIÓN:

IMBABURA	CAYAMBE	S. JOSÉ-AYORA
PROVINCIA	CANTÓN	PARROQUIA

CONTIENE:

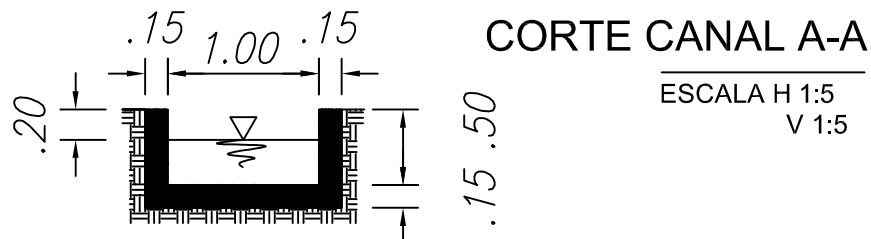
IMPLANTACIÓN GENERAL PERFIL DEL CANAL Y TUBERÍA

PRESENTO: REINOSO SILVANA LOACHAMIN OMAR	HOJA: 06 DE 06	PLANO No. 06
---	----------------	--------------

 UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA ING. CIVIL	ESCALA: INDICADAS	TAMAÑO: A1
---	---------------------------------	--------------------------

RESP. TÉCNICA: REINOSO SILVANA LOACHAMIN OMAR	PROPIETARIO: U.P.S. / GAD CAYAMBE	SELLOS MUNICIPALES:
---	--	---------------------

REV.	DESCRIPCIÓN	FECHA	DIBUJO	REVISÓ	APROBÓ	COMENTARIOS
△	PARA REVISIÓN Y COMENTARIOS					
△						
△						
△						



PERFIL LONGITUDINAL
ESCALA H 1:1150
V 1:1150

